



**UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO**

**FACULTAD DE INGENIERÍA**

**PAVIMENTOS RÍGIDOS Y FLEXIBLES.**

**ING. B. I. VODER**

El proyecto de pavimentos para aeropistas y carreteras involucra un estudio de suelos y materiales para pavimentación, su comportamiento bajo cargas y el proyecto de un pavimento para soportar esa carga bajo todas las condiciones de clima. Todos los pavimentos obtienen su capacidad de carga de la subrasante sobre la que se apoyan, por lo tanto es esencial un conocimiento básico de mecánica de suelos.

En las primeras etapas de su desarrollo, el proyecto consistía en reglas o recetas basadas en experiencias pasadas. Durante el período de 1920 y 1940, los ingenieros realizaron un esfuerzo concerniente a valorar las propiedades estructurales del suelo, principalmente para cimentaciones de edificios y puentes. Durante este tiempo se acumuló una vasta cantidad de información básica que capacitó al ingeniero para proyectar cimentaciones sobre bases racionales. En esa época, la mecánica de suelos se aplicó a los pavimentos principalmente en el aspecto correspondiente a la clasificación de suelos, que aun cuando fue en sí un gran paso, era sin embargo inadecuado. Los ingenieros especializados en la construcción de carreteras estaban conscientes de que el comportamiento de los pavimentos dependía en gran parte del tipo de suelo empleado en la construcción de la carretera y, como resultado de esto, se establecieron correlaciones del comportamiento de los pavimentos con los diferentes tipos de subrasantes. En general los estudios mostraron que las carreteras construidas sobre suelos plásticos mostraron un alto grado de desperfectos, mayor que en aquellas construidas sobre depósitos granulares. La acción de las heladas y condiciones adversas de drenaje se reconocieron desde un principio como dos de las principales causas de fallas del pavimento.

Sin embargo, muchos departamentos de carreras utilizaron secciones transversales estándar para muchas carreteras, lo que significó que una carretera, aun cuando cruzara varios tipos de suelos, era construida con un espesor constante; este criterio se justificaba a menudo por razones económicas.

Con el advenimiento de la segunda guerra mundial, las cargas por pierna im

CAJA 172

602115



puestas por las pesadas aeronaves militares requirieron un criterio más racional. Al mismo tiempo, también el tránsito carretero se incrementó desmesuradamente, ocasionando daños severos como algo común.

Quizás el mayor impulso para establecer procedimientos de proyecto, fue dado por el Cuerpo de Ingenieros. Enfrentándose al problema del proyecto de pavimentos para soportar las grandes cargas puestas por los aviones, iniciaron estudios basados en varios principios de proyecto. Muchos departamentos estatales de carreteras siguieron los mismos pasos, con el resultado de que actualmente se usan varios procedimientos diferentes de proyecto.

El propósito de este libro, es resumir los fundamentos básicos involucrados en el proyecto de los pavimentos, y exponer las técnicas que capacitarán al ingeniero para proyectar un pavimento dentro de una variedad de situaciones.

#### DEFINICION DE LOS TIPOS DE PAVIMENTOS.

Para los fines de este libro los pavimentos se clasificarán en dos categorías (Figura 1.1). La primera, corresponde a la de los pavimentos flexibles, los cuales consisten de una superficie de desgaste o carpeta relativamente delgada construida sobre unas capas de base y sub-base, apoyándose este conjunto sobre la subrasante compactada; de manera que la sub-base, base y superficie de desgaste o carpeta con las componentes estructurales del pavimento. En el caso del pavimento rígido, el concreto, excluyendo la base, se considera como pavimento. [En algunos casos, el concreto de cemento Portland es usado como base para una carpeta de tipo flexible.]

La diferencia esencial entre los dos tipos de pavimentos, flexibles y rígidos, es la manera en que distribuyen las cargas sobre la subrasante. El pavimento rígido, debido a su rigidez y alto módulo de elasticidad, tiende a distribuir la carga sobre una zona relativamente amplia en el suelo, por lo cual una gran parte de la capacidad estructural es proporcionada por la misma losa. El factor principal considerado en el proyecto de los pavimentos rígidos, es la resistencia estructural del concreto. Por esta razón, pequeñas variaciones en la resistencia de la subrasante tienen poca influencia en la capacidad estructural del pavimento.

Las bases se usan bajo pavimentos rígidos por varias razones, incluyendo - (1) control de bombeo, (2) control de la acción de las heladas, (3) drenaje, (4) control de los cambios y volumétricos de la subrasante y (5) facilidad en la construcción. La base podrá agregar alguna capacidad estructural al pavimento, aunque esta contribución a la capacidad para soportar - las cargas es de segunda importancia relativamente.

La capacidad para soportar las cargas en pavimentos flexibles es producida por las características de distribución de cargas del sistema de capas. - Los pavimentos flexibles consisten de una serie de capas, con los materiales de mejor calidad en o cerca de la superficie. De ahí que la resistencia de un pavimento flexible dependa del espesor del sistema de capas de - que está constituido y por lo tanto de su capacidad para distribuir la carga, la subrasante, más que de su acción de losa. El proyecto del espesor - del pavimento está influido por la resistencia de la subrasante.

Las capas de subbase para pavimentos están constituidas por lo general de - materiales económicos y disponibles localmente, mientras que para las bases se utilizan materiales de mayor calidad y comúnmente sometidos a algún tratamiento. En la mayoría de los casos la base consiste de pedra tritura da y en algunas ocasiones puede contener asfalto.

Como se observa en la figura 1.1, las capas de base se construyen sobresaliendo de las orillas de la carpeta con el fin de asegurar que las cargas aplicadas en el borde del pavimento serán soportadas por las capas inferiores. Si las capas se construyeran terminando bruscamente las orillas, se - ocasionaría fácilmente una falla debido a la falta de apoyo en los bordes del pavimento. La base se prolonga alrededor de 1 pie más allá de la orilla del pavimento, aun cuando en situaciones especiales puede extenderse más.

Secciones Transversales de Carreteras y Aeropistas. Las figuras 1.2 y 1.3 - muestran secciones transversales tipo de una carretera, una pista y una ca lle de rodaje. El ancho estándar de carreteras para altos volúmenes de - tránsito (carreteras de primera categoría) es generalmente de 24 pies, aun que para carreteras que tendrán menores volúmenes de tránsito el ancho pue de ser algo menor. Los acotamientos adyacentes a los carriles de tránsito-

también son de un ancho variable, generalmente de 10 pies.

Las bases y sub-bases en carreteras pavimentadas pueden construirse mediante una o varias técnicas. Si el material es permeable, pueden prolongarse por el acotamiento para permitir drenar en el punto en que se interseca el talud. En algunos casos, particularmente en cortes, se usarán sub-bases que permitan el drenaje. Muchas carreteras son construidas en terraplén (figura 1.1); en este tipo de construcción no se acostumbra drenar. Estudios sobre el funcionamiento han mostrado que muchos pavimentos han trabajado satisfactoriamente, siempre que se haya prestado la debida atención a la granulometría y a la compactación de los materiales de la base y sub-base. Estos factores serán discutidos con mayor detalle en los artículos siguientes.

En contraste con las carreteras, las <sup>o</sup>pistas se construyen con anchuras hasta de 500 pies. El ancho de pistas en aeropuertos civiles es variable, entre 50 y 200 pies, de acuerdo con el tipo de aeropuerto; en los aeropuertos militares el ancho es mayor para permitir la operación de bombarderos pesados. Las pistas casi siempre tienen bombeo transversal de dos aguas, mientras que los pavimentos para carreteras pueden o no tenerlo, en algunos casos es más económico construir los pavimentos para carreteras con un solo bombeo transversal hacia el carril externo; esto no se justifica en aeropuertos principales debido a la gran distancia que debe recorrer el agua al escurrir de una a otra orilla del pavimento.

El ancho de las calles de rodaje es variable entre 20 y 100 pies, dependiendo de la clase del aeropuerto. Puede verse en la figura 1.3 que se indica una faja de seguridad, la cual solamente se estabiliza y se le dá un pequeño talud para que puede usarse en caso de emergencia; su ancho es generalmente de 500 pies.

Muchos aeropuertos han sido construidos con un drenaje en la sub-base, similar al indicado en carreteras, pero para ser efectivo los drenes deben colocarse más próximos.

Secciones Engrosadas del Pavimento. Los pavimentos con bordes engrosados se utilizan en algunos casos para soportar los grandes esfuerzos que en --

ese sitio existen. Las secciones del pavimento se designan por ejemplo, como de 9-8-9 pulgadas, 9-7-9 pulgadas, 9-6-9 pulgadas, etc. (Fig. 1.4)

Estos pavimentos son más costosos que los de espesor constante, por las operaciones necesarias para obtener los niveles deseados. El uso de estos pavimentos en carreteras se popularizó en la época en que la anchura de los mismos era cercana a los 18 ó 20 pies, y la circulación se concentraba muy cercana al borde del mismo. En pavimentos más anchos, la concentración del tránsito es entre 3 y 4 pies del borde del mismo, evitando la necesidad de usar un borde engrosado.

Las calles de rodaje y cabeceras de las pistas deberán construirse siempre con una sección más gruesa que en la parte central de la pista, a causa de la elevada concentración del tránsito (figura 1.5). La operación de aterrizaje no es crítica debido a que el avión está parcialmente sostenido por el aire.

El pavimento debe engrosarse en las cabeceras en una longitud del 10% de la longitud total de la pista según la Agencia Federal de Aviación, o bien en los 1,000 pies, extremos según el Cuerpo de Ingenieros.

#### COMPARACION ENTRE LOS PAVIMENTOS PARA CARRETERAS Y AEROPISTAS.

La forma en que trabajan los pavimentos para carreteras y aeropistas es diferente en gran parte. Los pavimentos rígidos para carreteras con elevados volúmenes de tránsito pesado, generalmente están propensos a efectos de bombeo si se construyen directamente sobre subrasantes arcillosas. Por otro lado, muchos pavimentos para aeropuertos construidos directamente sobre suelos plásticos, han mostrado poco o ningún efecto de bombeo. Los pavimentos flexibles para carreteras presentan graves desperfectos en sus orillas, lo cual no ocurre en los correspondientes para aeropuertos. Los principales factores que deben considerarse en el proyecto de pavimentos para carreteras y aeropistas son los mismos; sin embargo, las diferencias se presentan al considerar los valores cuantitativos asignados a cada factor. El peso total de un avión es generalmente mayor que el de un camión, pero el número de repeticiones de cargas es mucho mayor en carreteras que en aeropuertos. La carga de proyecto para una carretera principal general-

mente es del orden de las 9,000 libras en ruedas dobles, y el número de repeticiones esperadas puede ser de 1,000 a 2,000 camiones por día. En cambio, un bombardero pesado puede tener cargas por rueda mayores que 100,000 libras pero solamente pueden considerarse 20,000 a 40,000 cubrimientos (-) para la vida del pavimento.

La presión de inflado de las llantas de un jet pueden ser tan alta como 200 p.s.i., mientras que para las llantas convencionales para camión son del orden de las 60 ó 90 p.s.i. La circulación del tránsito en carreteras se efectúa de tal manera que todos los camiones circulan dentro de los 3 ó 4 pies del borde del pavimento. Por otro lado, el tránsito en aeropuertos es tal que se concentra principalmente en el centro. Generalmente el tránsito en una pista se distribuye sobre unos 30 pies del pavimento.

(-) Un cubrimiento se produce cuando cada punto del área transitada del pavimento ha sido cubierto una vez por una rueda.

Los trenes de aterrizaje del tipo bicicleta y en particular los direccionales han producido el tránsito canalizado en las calles de rodaje. En estudios recientes se ha mostrado que el 75% de este tipo de tránsito ocurrirá sobre unos 7.5 pies del pavimento.

La geometría del pavimento es extraordinariamente importante. Las fallas más severas en un pavimento de aeropuerto ocurre donde el tránsito sigue una trayectoria determinada en las plataformas, calles de rodaje y cabeceiras de las pistas. Las fallas más leves generalmente ocurren en las plataformas o en la porción central de las pistas.

De la discusión anterior, puede verse que las diferencias principales entre los pavimentos para carreteras y aeropuertos son las repeticiones de carga, la distribución del tránsito y la geometría del pavimento. A su vez, cada uno de los aspectos anteriores se va afectando por el ancho del pavimento y tipo de aeronave.

Para una determinada carga por rueda y una presión de inflado de la llanta, los pavimentos para carreteras son más gruesos que para aeropuertos, debido a que el número de repeticiones de carga en una carretera es mucho mayor y también porque las cargas son aplicadas más cercanas al bor-

de del pavimento. Esto no implica sin embargo, que los pavimentos para aeropuertos sean más delgados que los pavimentos para carreteras; las cargas brutas en aeropuertos son mucho mayores, por lo que en la práctica estos pavimentos son más gruesos.

#### CARGAS POR RUEDA.

Las disposiciones de las ruedas de aviones y camiones pueden dividirse en varias categorías básicas, a saber:

(1) Ruedas sencillas y dobles, (2) ejes sencillos y en tandem y (3) rueda de cola y trenes de aterrizaje biciclo y triciclo. Las ruedas de camiones y aviones pueden combinarse según las categorías anteriores.

Para carreteras, la carga legal por eje en muchos estados varían entre las 18,000 y 20,000 libras lo cual implica que una carga sobre un conjunto de ruedas dobles será la mitad de la carga por eje, por lo que cuando se requieran mayores cargas, es común agregar un eje, en tandem.

Los grandes aviones modernos utilizan trenes de aterrizaje en sistema biciclo o triciclo. En el caso de tren de aterrizaje biciclo el tren de aterrizaje que soporta la mayor proporción de la carga pueden ser del tipo sencillo, doble o doble tandem (figura 1.6). Los dispuestos en sistema biciclo pueden ser utilizados en pesados aviones jet, como se muestra en la figura 1.6. La figura 1.7 ilustra un tren de aterrizaje de tipo biciclo gemelo que se retrae en el fuselaje. Se usan dos pequeñas ruedas cerca de los extremos de las alas para mayor estabilidad.

En la tabla 1.1 se indica que las cargas por pierna variarán entre 8,000 y 200,000 libras; estos valores se refieren a la carga aplicada al conjunto de ruedas del tren de aterrizaje.

En el proyecto de los pavimentos para aeropuertos, la carga por pierna de proyecto será la correspondiente al avión más pesado que llegue a utilizar el aeropuerto. Sin embargo, para aeropuertos de tipo militar, se permiten algunas modificaciones cuando se prevé una actividad de tránsito ligero. Los aeropuertos civiles se proyectan de acuerdo con el sistema de la Agencia Federal de Aviación. Los aeropuertos de primera clase se clasifican de acuerdo con el tránsito anticipado, el cual a su vez gobierna la longitud de las pistas, ancho de las mismas, calles de rodaje y fajas de seguridad,

así también como las pendientes máximas que son permitidas. La carga por rueda de proyecto es la rueda sencilla indicada en la última columna de la tabla 1.2.

Las cargas por rueda y por eje permisibles para carreteras varían de uno a otro estado como se indica en la tabla 1.3. La mayoría de los estados permiten cargas por eje sencillo de 18,000 libras y máximas cargas por ejes en tandem de 32,000 libras. Las separaciones entre los ejes en tandem varían entre 40 y 48 pulgadas. Las presiones de inflado de las llantas son controladas generalmente por la carga permisible por ancho de llanta. Los pesos brutos son bastante variables de uno a otro estado y pueden ser calculados utilizando la fórmula que se indica en la columna derecha de la tabla 1.3.

#### FACTORES DE PROYECTO.

El proyecto del pavimento consiste de dos grandes categorías, el proyecto de las mezclas para pavimentos y el proyecto estructural de los componentes del pavimento.

Los principios relativos al proyecto de concreto con cemento Portland no son discutidos, puesto que se presentan en muchos otros textos y son ampliamente conocidos por los Ingenieros Civiles.

Un último capítulo de este libro, sin embargo, se dedica a una breve discusión del proyecto de mezclas asfálticas. La porción principal de este libro tratará con el proyecto estructural del pavimento, incluyendo el proyecto de la subrasante y base y el proyecto del espesor total del pavimento.

El proyecto estructural del pavimento básicamente difiere del proyecto estructural de puentes y edificios, en que en la época actual no se cuenta con un método racional de proyecto.

La mayoría de los métodos de proyecto son empíricos o semiempíricos y están basados en correlaciones con experiencias del funcionamiento en el campo. Como conclusión de lo anterior, es necesario hacer hipótesis arbitrarias considerando valores obtenidos en pruebas de proyecto. Por ejemplo, cuando se proyectan pavimentos por el método del C.B.R., se compactan muestras de suelo siguiendo un procedimiento estandarizado y a continuación se

permite la saturación en agua del espécimen por un período de cuatro días. - Esta operación simula la saturación de la subrasante debida a elevación del nivel de aguas freáticas y a la lluvia, realizando así la prueba de proyecto en el suelo cuando se encuentra éste en condiciones desventajosas.

La resistencia del suelo es efectuada por varios factores, entre ellos (1) - peso volumétrico, (2) contenido de agua, (3) textura del suelo, (4) estructura, (5) velocidad de aplicación de la carga y (6) grado de confinamiento. Las pruebas de laboratorio en suelos de la subrasante se realizan en muestras pequeñas del suelo y tratan de representar las condiciones anticipadas en el pavimento prototipo. Por lo tanto, es esencial que los procedimientos de construcción estén acordes con las hipótesis básicas del proyecto.

La tabla 1.4 presenta algunos de los factores que afectan al funcionamiento del pavimento. Los factores agrupados con el subtítulo de construcción, pueden ser manejados adecuadamente por medio de especificaciones. La construcción moderna está controlada por la producción y no se permitirá un descenso en el volumen de obra excepto en casos extremos. Sin embargo no debe sobrestimarse la necesidad de una inspección adecuada. Debe verificarse con certeza que se satisfacen plenamente todas las hipótesis de proyecto y que los materiales se colocan con las especificaciones.

Algunos de los efectos del clima son difíciles de valorar; es posible en muchos casos tomar en cuenta la acción de las heladas y la lluvia; pero el efecto exacto de ellos no puede ser verdaderamente valorado en otros casos, debido a que las condiciones climatológicas deben ser estudiadas desde un punto de vista estadístico y porque es difícil predecir la severidad de las condiciones climatológicas durante toda la vida útil del pavimento.

La carga total influye en el espesor requerido para pavimentos flexibles; la presión de inflado de las llantas no controla el espesor del pavimento en gran parte, pero sí influye apreciablemente en la calidad requerida para la carpeta y base. La carga total también gobierna el espesor del pavimento rígido y, en menor extensión, tal espesor es gobernado por la presión de inflado de las llantas.

La repetición de cargas tiene una influencia directa en ambos tipos de pavimentos, requiriéndose mejores pavimentos para alto número de repeticiones de

aquellas. Asimismo, la geometría de los pavimentos tiene un efecto directo - ya que si las cargas se aplican cercanas al borde del pavimento, deben tomarse las medidas necesarias para aumentar la capacidad estructural en ese punto. Las propiedades del pavimento flexible en cuanto a la distribución de - cargas, constituyen el factor más difícil de valorar. El tipo de suelo tiene una mayor influencia en el espesor de los pavimentos flexibles que en los rígidos.

Los conceptos empleados para el proyecto de los dos tipos de pavimentos varían de uno a otro sitio. Los pavimentos rígidos para carreteras son construidos generalmente utilizando secciones tipo independientemente de la clase de suelo, lo cual es permisible desde el punto de vista del funcionamiento solamente que sean controlados el bombeo, drenaje y acción de las heladas. Son importantes en los pavimentos rígidos la adecuada compactación y el tratamiento de sub-bases y subrasantes. Se han producido muchas fallas donde se han seguido técnicas inadecuadas de proyecto y construcción de subrasantes - en pavimentos rígidos. Construidos estos pavimentos directamente sobre subrasantes arcillosas sufren generalmente el efecto de bombeo bajo un alto número de repeticiones de cargas (por eje), pesadas de igual manera; las heladas producen muchas fallas en los pavimentos. El drenaje inadecuado puede también ser causa de fallas. Sin embargo, por lo que respecta a la capacidad de la combinación pavimento-subrasante, uno de los principales factores es el - de la rigidez del pavimento de concreto.

Los criterios de proyecto para pavimentos rígidos se basan en el esfuerzo a la tensión permisible del concreto. Se usan capas de base para controlar el bombeo y su espesor es arbitrario y determinado de acuerdo con el comportamiento en el campo. Para el caso de controlar la acción de las heladas, las bases deben tener un espesor mayor y suficientemente para asegurar el descongelamiento de la subrasante sin que ésta pierda su capacidad de carga. Los pavimentos rígidos para carreteras varían entre 6 y 10 pulgadas de espesor, - en función del volumen y peso del tránsito que circulara la carretera. Los proyectos tipo para carreteras de primer orden varían entre 9 y 10 pulgadas - de espesor, mientras que para carreteras secundarias y calles de ciudades se pueden usar hasta 6 pulgadas de espesor. Para aeropuertos se construyen pavimentos rígidos de un espesor variable de acuerdo con las cargas por rueda, - subrasante y otros factores.

Los principios involucrados en el proyecto de pavimentos flexibles consisten de pruebas o clasificaciones de los suelos de la subrasante y luego, de los datos de correlaciones a teoría, se determina el espesor de pavimento requerido para proteger la subrasante. La sub-base también puede someterse a pruebas similares y así puede determinarse el espesor de la carpeta y base. Mediante las pruebas efectuadas en las capas sucesivas, se determina el espesor requerido sobre cada componente.

La metodología para las pruebas es generalmente arbitraria, aunque se dispone de varias técnicas basadas en las teorías de distribución de esfuerzos en pavimentos. Generalmente las cargas sobre las llantas se consideran distribuidas en una área circular; esto no es estrictamente correcto ya que la huella de la llanta toma la forma de una elipse. La presión de contacto entre el pavimento y las llantas depende de la magnitud de la presión de inflado de las mismas. Para llantas de altas presiones de inflado las paredes de ellas trabajan a tensión reduciendo así la presión de contacto que es menor que la presión de inflado. Para llantas de baja presión de inflado, la presión de contacto es mayor que en las de alta presión de inflado (véase la figura 1.8). Es conveniente, considerar a la carga sobre áreas circulares cuando se trata de pavimentos flexibles, mientras para pavimentos rígidos la carga se considera distribuida en una área elíptica.

## CAPITULO II.

## ESFUERZOS EN PAVIMENTOS FLEXIBLES.

Un pavimento flexible está formado por varias capas: carpeta, base, sub-base y sub-rasante compactada. Idealmente el pavimento se construye con un espesor tal que los esfuerzos en cualquier capa no causarán surcos, desplazamientos y otros movimientos diferenciales que produzcan una carpeta irregular. La función principal de la carpeta es proporcionar una superficie uniforme resistente al tránsito; sin embargo también adiciona cierta resistencia al esfuerzo cortante de la estructura del pavimento, la base que aumenta la resistencia a la deformación. El espesor del pavimento se determina en parte por la carga total aplicada en la superficie y en parte por las características de resistencia de la subrasante la que frecuentemente puede ser incrementada mediante compactación o, en algunos casos por estabilización. La estabilidad de la subrasante está influenciada por la textura del suelo, contenido de agua, peso volumétrico acción de las heladas, expansión y contracción y otros factores climatológicos.

Se pretende en este capítulo indicar las teorías de la distribución de esfuerzo en masas ideales y en sistemas formados por varias capas, e ilustrar al menos cualitativamente, los efectos relativos de la magnitud de las cargas, presiones de inflado y disposición de las llantas en el espesor del pavimento.

Las hipótesis básicas y las limitaciones de las técnicas involucradas deberán siempre tenerse presentes.

La falla de un pavimento flexible puede o no ir acompañada por desplazamientos laterales o de las capas inferiores y por levantamiento de la superficie fuera del área cargada. Si sólo se considera la distribución vertical de esfuerzos en un pavimento, no se da ninguna indicación de las condiciones que resultan en una falla indicada por la elevación del pavimento adyacente; por otra parte, la sola consideración de las fuerzas cortantes no explica las fallas debidas a consolidación, por lo tanto, es esencial que se tenga alguna idea de ambos tipos de análisis. Debido a la complejidad del suelo y al hecho de que el pavimento consista de un sistema de capas, los esfuerzos verdaderos en los pavimentos solo pueden ser estimados. Sin embargo, es indispensable la comprensión del análisis teórico ya que capacitará al Ingeniero para-

reconocer los factores que determinan los esfuerzos. Solamente cuando los factores son enteramente comprendidos puede convertirse la experiencia en reglas lógicas para el proyecto de pavimentos.

#### ESFUERZOS EN MASAS HOMOGENEAS.

La distribución de esfuerzos verticales bajo una carga concentrada, en cualquier plano horizontal toma la forma de una superficie parecida a una campana. Los esfuerzos máximos ocurren sobre un plano vertical que pasa por el punto de aplicación de la carga. La presión es máxima a poca profundidad y teóricamente se hace nula en el infinito; para consideraciones prácticas se supone que es cero a una profundidad finita.

En el estudio de pavimentos flexibles la carga en la superficie no está aplicada en un punto sino que está distribuida en una superficie elíptica. Las presiones de contacto entre llanta y pavimento son iguales a las de inflado (si se desprecia el efecto de la llanta). La variación de los esfuerzos con la profundidad sigue la misma forma que para el caso de una carga concentrada.

Teoría de Boussinesq. Para el caso de distribución de esfuerzos en masas ideales, se emplean las ecuaciones de Boussinesq, las que son aplicables a un material ideal, que es perfectamente elástico, homogéneo y que sigue la ley de Hooke.

$$S = E \delta \quad (2.1)$$

donde:

S = Esfuerzo.

E = Módulo de elasticidad

$\delta$  = Deformación unitaria

De acuerdo con la fórmula de Boussinesq, el esfuerzo vertical en cualquier punto bajo la superficie de la tierra producida por una carga concentrada en la superficie, se obtiene por:

$$z = k \frac{P}{z^2} \quad (2.2)$$

$$k = \frac{2}{2\pi} \frac{1}{[1+(c/z)^2]^{3/2}}$$

donde: r = Distancia radial a la carga concentrada

z = Profundidad.

De la ecuación 2.2 se ve que el esfuerzo vertical es función de la profundidad y de la distancia radial y es independiente de las propiedades del medio transmisor.

Esta ecuación ha sido integrada a una área circular como se indica en las ecuaciones 2.3 y 2.4 para dar el esfuerzo vertical sobre un plano vertical que pasa por el centro de la placa cargada.

$$d\sigma_z = \frac{3p}{2\pi z^2} \left[ \frac{1}{1+(a/z)^2} \right]^{5/2} dA \quad (2.3)$$

$$\sigma_z = p \left[ \frac{z^3}{1-(a^2+z^2)^{3/2}} \right] \quad (2.4)$$

en donde p es la carga unitaria sobre la placa circular, z es la profundidad y a es el radio de la placa (véase la figura 2.1). El esfuerzo radial horizontal está dado por la ecuación 2.5.

$$\sigma_r = \frac{p}{2} \left[ 1+2\mu - \frac{2(1+\mu)^2}{(a^2+z^2)^{1/2}} + \frac{z^3}{(a^2+z^2)^{3/2}} \right] \quad (2.5)$$

Módulo de Poisson. El módulo de Poisson ( $\mu$ ) es la relación entre la deformación unitaria normal al esfuerzo aplicado y a la deformación unitaria paralela al mismo; tiene valores entre 0 y 0.5 para materiales elásticos. Para un material cuyo volumen no cambia durante la deformación, el valor es 0.5. En el caso de un suelo, el módulo de Poisson es un valor que no ha sido valuado exactamente, sin embargo, indudablemente su valor es próximo a 0.5 y usando este valor se simplifican grandemente los cálculos, por lo que muchas deducciones se han hecho usando este valor.

Módulo de Elasticidad. El módulo de elasticidad de un material es la relación del esfuerzo unitario a la correspondiente deformación unitaria para cualquier valor de esfuerzos debajo del límite de proporcionalidad (véase la ecuación 2.1). Sus unidades son las mismas que las del esfuerzo (1 lb/pul<sup>2</sup>,-

kg/cm<sup>2</sup>, etc.) Muchos suelos no tienen un límite elástico definido ni presentan curvas esfuerzo-deformación unitaria que son líneas rectas, por lo que se usa el término módulo de deformación C, el cual tiene las unidades del módulo de elasticidad y se obtiene dividiendo el esfuerzo unitario por su correspondiente deformación unitaria encontrada en la curva esfuerzo-deformación unitaria. Puesto que esta curva en los suelos es cóncava hacia abajo, el módulo de deformación decrece a medida que la deformación unitaria se incrementa. El módulo de deformación C, es en muchas veces sustituido arbitrariamente por el módulo de elasticidad E en las experiencias teóricas.

Deformaciones Elásticas Bajo Cargas Circulares. Considérese un pequeño elemento de suelo a una profundidad z bajo la superficie y, si se conocen los esfuerzos verticales y horizontales, la deformación elástica unitaria debida a la carga triaxial bajo el centro de la placa ( $\sigma_t = \sigma_r$ ) se expresa:

$$d = \frac{1}{E} (\sigma_z - 2\mu\sigma_r) \quad (2.6)$$

donde:  $\mu$  = Módulo de Poisson  
E = Módulo de Elasticidad

Sustituyendo las ecuaciones 2.4 y 2.5 en la 2.6 e integrando en  $z = z$  y  $z = 0$ , se obtiene la ecuación 2.7.

$$\Delta = \frac{P}{E} \left[ (2 - 2\mu^2)(a^2 + z^2)^{1/2} - \frac{(1 + \mu)z^2}{(a^2 + z^2)^{1/2}} + (\mu + 2\mu^2 - 1)z \right] \quad (2.7)$$

donde:

$$\mu = 0.5 \quad \frac{3pa^2}{2E(a^2 + z^2)^{1/2}} \quad (2.8)$$

$$\Delta = \frac{Pa^2}{E} F \quad (2.9)$$

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

(2.10)

La ecuación 2.9 es conocida como la ecuación de Boussinesq para asentamientos en el centro de una placa flexible. El factor F es una cantidad adimensional que es función únicamente de la relación profundidad radio. Por lo tanto, si los valores de F se determinan de antemano para varios valores de z/a, la solución se simplifica grandemente.

La ecuación 2.9 de la deformación elástica unitaria (debida a una placa circular colgada en la superficie) producida por los esfuerzos entre z y el infinito. Por consiguiente se concluye que las deformaciones elásticas de la superficie hasta z no son consideradas y que únicamente las deformaciones de importancia ocurren en la subrasante, lo cual se ilustra en la figura 2.2

Las deformaciones unitarias de acuerdo con este análisis, son elásticas y producidas por un asentamiento de la subrasante bajo la base. Cuando la carga se encuentra en la superficie (z = 0) F vale 1.5 y la ecuación 2.9 se escribe:

$$\Delta = 1.5 \frac{pa}{E}$$

(2.11)

Gráficas de Esfuerzo y Deformación. Newmark, ideó gráficas de influencia para la determinación de esfuerzos en masas de suelos elásticos, las que son ampliamente usadas en trabajos de cimentación.

Barber presentó resultados tabulados que facilitan los cálculos de esfuerzos y deformaciones.

El Cuerpo de Ingenieros, en relación con estudios de esfuerzos y deformación en pavimentos flexibles, desarrolló valores de influencia para masas elásticas semi-infinitas. Foster y Ahlvin han presentado gráficas para el cálculo de esfuerzos verticales y horizontales así como deformaciones unitarias elásticas verticales debidas a placas circulares cargadas. Los resultados se muestran en las figuras 2.3 y 2.7. Las gráficas se aplican a cualquier profundidad y a cualquier punto sobre un plano horizontal así también-

como bajo el centro de la placa. La profundidad y distancias en radios son  $z/a$  y  $r/a$  donde  $z$  es la profundidad y  $r$  la distancia.

Los esfuerzos mostrados en las figuras son los verticales  $\sigma_z$ , los horizontales radiales  $\sigma_r$ , los horizontales tangenciales  $\sigma_t$  y los cortantes que actúan verticalmente sobre un plano tangencial o radialmente sobre un plano horizontal  $\tau_{rz}$ . Las gráficas facilitan el cálculo de todos los esfuerzos en un punto.

ESFUERZOS EN SISTEMAS FORMADOS POR CAPAS.

En las teorías explicadas en párrafos anteriores, se hicieron varias hipótesis considerando las condiciones de frontera y la homogeneidad de la masa; condiciones que son difícilmente satisfechas por los pavimentos flexibles. La rigidez de los diversos componentes del pavimento es generalmente diferente de la correspondiente a la subrasante y también los suelos no son ni homogéneos ni isotópicos.

Como consecuencia los esfuerzos y deformaciones verdaderos se apartan de los obtenidos mediante las ecuaciones teóricas de Boussinesq, aunque si bien sus distribuciones son como las hipotéticas.

Medición de los Esfuerzos. Muchos investigadores han medido los esfuerzos en pavimentos flexibles, entre ellos el Cuerpo de Ingenieros en sus investigaciones Vicksburg, Mississippi y la Administración de Aeronáutica Civil con sus investigaciones del Centro de Investigaciones y Desarrollo. En general, la distribución de los esfuerzos medidos está acorde con los valores calculados como se muestra en la figura 2.8. Para estas curvas los esfuerzos medidos fueron obtenidos en un modelo a gran escala en el cual la subrasante consistió de una serie de resortes. Las características de la distribución de la carga en las combinaciones de base y subrasante fueron medidas mediante unas series de resortes calibrados. Las curvas presentadas en la figura 2.8 indican que las propiedades en cuanto a la distribución de esfuerzos en diferentes materiales para base, son diferentes; la caliza triturada distribuye la carga en una extensión mayor que la grava o arena.

Factores de Concentración. Se ha intentado modificar el análisis de Boussinesq para tomar en cuenta la elasticidad del pavimento y así ha introducido un parámetro aplicable a la ecuación 2.4.

$$\sigma_z = P \left[ 1 - \left( \frac{z}{\sqrt{a^2 + z^2}} \right)^n \right]$$

(2.12)

La ecuación anterior 2.12 es para una carga circular uniforme y los valores del parámetro varían con el tipo de material. Para  $n = 3$  la ecuación anterior es idéntica a la de Boussinesq. Los valores del factor de concentración para satisfacer casos específicos deberán determinarse experimentalmente.

Teoría de Burmister. Los pavimentos flexibles típicos están compuestos de varias capas de modo que los módulos de elasticidad decrecen con la profundidad. El efecto conseguido es reducir los esfuerzos y deformaciones en la subrasante, haciéndolos menores que los correspondientes obtenidos para el caso idealmente homogéneo.

Las soluciones al problema que se aproximan a las condiciones reales, han sido obtenidas por Burmister. En la solución del problema de las dos capas, se hacen ciertas hipótesis esenciales considerando condiciones de frontera y continuidad. Los materiales que constituyen las capas se consideran homogéneos, isotrópicos y elásticos. La capa superficial se supone infinita en dirección lateral pero de profundidad finita, mientras que la capa inferior se supone infinita en ambas direcciones, horizontal y vertical.

Las condiciones de frontera y de continuidad requieren que las capas estén en contacto continuo y que la capa superficial se vea libre de esfuerzos cortantes y normales fuera del área cargada.

Los esfuerzos y deformaciones obtenidos por Burmister son funciones de la relación de resistencias de las capas,  $E_1/E_2$ , donde  $E_1$  y  $E_2$  son los módulos de las capas de refuerzo y subrasante respectivamente. La figura 2.9 muestra los valores de los esfuerzos verticales bajo el centro de una placa circular para el sistema de dos capas.

El efecto de la rigidez de la capa de refuerzo es pronunciado; las pruebas han mostrado que para la mayoría de los casos, las ecuaciones de Boussinesq conducen a valores de esfuerzos mayores que los verdaderos obtenidos en mediciones. Las deformaciones calculadas también tienden a ser mayores que

las verdaderas. En la figura 2.9 los esfuerzos verticales de Boussinesq. En el contacto de base y subrasante ( $E_1/E_2 = 1$ ) son alrededor del 70% de la presión aplicada, mientras que de acuerdo con la teoría de las dos capas para una base cuyo módulo es 100 veces mayor que el de la subrasante, los esfuerzos son alrededor del 10% de la presión aplicada.

Un segundo factor de importancia es el gradiente de esfuerzo obtenido por la teoría de las dos capas en contraposición con el obtenido por Boussinesq. Aunque a mayores profundidades los dos análisis conducen a un nivel común ( $z/a = 3$ ), difieren ampliamente cerca del contacto entre base y subrasante.

Los factores son de gran importancia cuando se proyectan base y sub-base para pavimentos flexibles. La calidad de la base, además de su espesor determinan parcialmente la resistencia a la deformación.

Deformaciones según Burmister. Las deformaciones en el sistema de dos capas pueden obtenerse mediante las ecuaciones 2.13 y 2.14

Para placas flexibles:

$$\Delta = 1.5 \frac{pa}{E_2} F_2 \quad (2.13)$$

Para placas rígidas:

$$\Delta = 1.18 \frac{pa}{E_2} F_2 \quad (2.14)$$

donde:

$p$  = Carga unitaria sobre una placa unitaria

$a$  = Radio de la placa

$E_2$  = Módulo de elasticidad de la capa inferior

$F_2$  = Factor de elasticidad de la subrasante y pavimento así como de la relación entre espesor y radio.

En la figura 2.10 se muestran las curvas de  $F_2$  para varias relaciones de espesores y módulos de elasticidad. El uso de gráficas es necesario para calcular primero de módulo de elasticidad la subrasante y base. Esto se hace generalmente mediante una prueba de placa. Por ejemplo supóngase que en una

prueba de placa rígida se obtuvo una presión de 10 p.s.i., para una deformación de 0.1 pulg., con una placa de 15 pulg., de radio. El módulo de la su-  
brasante es por tanto:

$$\Delta = 1.18 \frac{pa}{E_2}$$

$$0.1 = 1.18 \frac{10 \times 15}{E_2}$$

$$E_2 = 1770 \text{ psi.}$$

Con la misma placa se logró una deformación de 0.1 pulg., bajo 20 psi sobre una base de 6 pulg., de espesor.

$$F_2 = \frac{0.1 \times 1770}{1.18 \times 20 \times 15} = 0.50$$

Para  $F_2 = 0.50$  y  $h = 0.4a$

$$\frac{E_2}{E_1} = \frac{1}{100}$$

$$E_1 = 177000 \text{ psi.}$$

#### FALLA POR ESFUERZO CORTANTE.

La trayectoria de la rueda externa en un pavimento flexible está localizada en una zona más débil que la correspondiente para la trayectoria interna, razón por la cual las fallas se manifiestan por desplazamientos laterales del pavimento. Las fallas por esfuerzo cortante también son comunes en la superficie del pavimento cuando se usan carpetas y bases que poseen una pequeña fricción interna. Es esencial que el Ingeniero reconozca este tipo de fallas y lo distinga de la consolidación ya que las medidas para solucionar una y otra son diferentes.

El esfuerzo cortante en pavimentos flexibles puede analizarse por la espiral logarítmica como se muestra en la figura 2.11. La resistencia al movimiento bajo la carga es producida por la resistencia al esfuerzo cortante a lo largo de la espiral logarítmica y por el peso del material fuera del área cargada; la resistencia al esfuerzo cortante es función de la cohesión. La ecuación de la espiral logarítmica es la siguiente:

$$r = r_0 e^{\epsilon \tan \phi}$$

donde:

$r_0$  = radio inicial.

$r$  = cualquier radio distinto de  $r_0$

$\xi$  = ángulo en radiaciones entre el radio vector  $o$  y  $r$ .

$\phi$  = ángulo de fricción interna del material de cimentación.

$e$  = Base de los logaritmos naturales (2.718).

El cálculo de la capacidad de carga usando la espiral logarítmica involucra el equilibrio de momentos alrededor del origen de la espiral. La resultante de la fuerza normal  $N$  y de la fuerza de fricción  $N \tan \phi$  pasa por el origen (figura 2.11 a). De este modo las fuerzas que tienden a producir un movimiento son la presión  $p$  más el peso del material de cimentación a la izquierda del origen dentro de la espiral. Las fuerzas resistentes son la cohesión, que actúa en la superficie de deslizamiento, y el peso del material a la derecha del centro dentro de la espiral. Puede notarse que la resistencia a la falla puede incrementarse fuertemente agregando peso fuera del área cargada.

Barber ha ideado tablas que simplifican grandemente los cálculos necesarios. La solución del problema general debe ser un procedimiento de tanteo suponiendo varias espirales, de entre ellas, la crítica es la que tenga la menor capacidad de carga. En la figura 2.11 a se presenta la solución para una carga circular empleando los factores que han sido propuestos por Terzaghi. La capacidad de carga está dada por la ecuación:

$$P'' = c F_c + z \gamma_1 F_q + \gamma_2 a' F_\gamma \quad (2.16)$$

La ecuación 2.16 permite una estimación de la capacidad de carga a una profundidad  $z$  bajo la superficie. Los esfuerzos actuantes en  $z$  pueden determinarse mediante la figura 2.3. Los esfuerzos no están distribuidos uniformemente en el plano horizontal, son máximos en el centro y decrecen hacia los bordes del área cargada.

La presión real  $p'$  puede estimarse suponiendo que la presión máxima se distribuye uniformemente en un círculo de radio  $a'$ . El valor de  $a'$  necesario para el equilibrio (en la vertical) es:

$$a' = \sqrt{\frac{P}{p'} a^2}$$

en que:

- p = Presión aplicada
- p<sup>1</sup> = Esfuerzo bajo el centro de la placa a una profundidad z.
- α = Radio de contacto para la presión aplicada.

La capacidad de carga de acuerdo con este análisis se determina por el momento de las fuerzas de cohesión más el momento del peso. Esto no requiere decir sin embargo, que la fricción interna del material de cimentación no afecta a la capacidad de carga. Un incremento en el ángulo de fricción interna φ produce un espiral más grande lo cual ocasiona un mayor incremento en el momento del peso. (Figura 2.12 a).

Para ilustrar el efecto de las propiedades de la base en la capacidad de carga se presenta el siguiente ejemplo: se construye una carpeta de cuatro pulgadas sobre una base cuyo peso volumétrico es de 145 libras por pie cúbico una cohesión nula y un ángulo de fricción interna de 40 grados. La carpeta pesa 130 libras por pie cúbico, la carga aplicada en la superficie es de 10,000 libras y la presión p en la llanta es de 100 psi. De esta manera, el radio de contacto a es de 5.64 pulg., p<sup>1</sup> de la figura 2.3 es 80 psi, y a' es 6.3 pulg. La capacidad de carga p'' es:

p'' = 0 (130) + 4(0.075) (80) + 0.084 (6.3) (70) = 61 psi que es menor que el valor real calculado (p<sup>1</sup> = 80 psi). Aumentando la cohesión a 1 psi, la capacidad de carga p'' es de 191 psi. Si no hay cohesión y el ángulo de fricción interna es de 45 grados, la capacidad de carga p'' es de 143 psi.

Los cálculos anteriores se basan en la hipótesis de que la espiral crítica cae dentro de la base. Los cálculos también pueden hacerse para la subrasante donde Z<sub>s</sub> es el espesor de la carpeta y Z<sub>b</sub> es el de la base. El segundo término en el segundo miembro de la ecuación 2.16 se transforma en:

$$[Z_s \gamma_s + Z_b \gamma_b] F_q$$

Las hipótesis de límites respecto a la homogeneidad debe conservarse siempre. La capacidad de carga para condiciones de estratificación ha sido propuesta por McLeod, usando procedimientos de tanteo. La solución se logra primero para un suelo homogéneo y entonces se asignan para el caso homogéneo promedios pesados de c y φ, basados en la longitud de la espiral en cada capa. La espi

ral crítica puede entonces determinarse por aproximaciones sucesivas.

Cuando la carga se aplica en el borde del pavimento flexible, el material en el extremo final de la espiral logarítmica consiste de material de acotamiento. Incrementando la resistencia al esfuerzo cortante del material fuera del pavimento, es posible incrementar materialmente la capacidad de carga del pavimento mismo.

Se presenta en la figura 2.12 b la resistencia límite de un pavimento flexible construido sobre una base de espesor infinito, sin cohesión y cuyo ángulo de fricción interna es de 40 grados. La curva superior indica como cohesión total fue calculada para una carpeta asfáltica, con un ángulo de fricción interno de 40 grados, una cohesión de 20 psi y suponiendo que la cohesión en ambos extremos de la espiral logarítmica se desarrolló totalmente. La curva inferior es para el caso donde la cohesión de la carpeta en el extremo del lado derecho al final de la espiral logarítmica (véase la figura 2.11 a) es igual a cero. La pérdida de soporte del acotamiento cuando la carga se aplica en el borde del pavimento flexible puede verse que es de importancia.

#### PAVIMENTOS SEMIFLEXIBLES.

En algunas ocasiones se emplean el cemento Portland, cal u otros materiales cementantes para estabilizar bases flexibles. Las propiedades de los materiales se apartan radicalmente de las ideales y entonces son llamados pavimentos semiflexibles, y este problema puede analizarse por la solución de Burmister. El módulo para la base y para la subrasante puede determinarse por medio de una prueba de placa y obtener la solución como en el caso de las bases flexibles. El problema puede también solucionarse mediante el análisis del esfuerzo cortante y la cohesión que se mencionó en párrafos anteriores.

#### EFFECTO DE LA PRESION DE INFLADO DE LAS LLANTAS Y DE LA CARGA TOTAL.

La magnitud del esfuerzo vertical en un punto debido a una carga superficial sobre el pavimento, será función de la presión aplicada así como de la magnitud de la carga total. Las figuras 2.13 y 2.14 muestran las presiones verticales según Boussinesq, en una masa de suelo ideal y originado por varias combinaciones de presiones de inflado y carga total. En la figura 2.13 una curva es para una presión de inflado de 100 psi y una carga sencilla de 80,000 libras, otra corresponde a igual carga pero con una presión de infla-

do de 200 psi. Como se ve en estas curvas el efecto de la presión elevada de inflado es pronunciado en las capas superiores del pavimento, mientras que a una profundidad de 36 pulg., aproximadamente, los esfuerzos son notablemente parecidos para ambos casos; de manera que para altas presiones se requieren materiales de alta calidad en las capas superiores del pavimento, pero el espesor total requerido de pavimento no se ve afectado apreciablemente. Por otro lado, para una presión de inflado constante, un incremento en la carga total incrementa a su vez el esfuerzo vertical para todas las profundidades. El efecto de las ruedas dobles sobre los esfuerzos para presiones de inflado constante, se presenta en la figura 2.14. los esfuerzos calculados para la superficie no son afectados por la disposición de las llantas y son iguales a la presión aplicada por la llanta. Las ruedas dobles sin embargo, producen un incremento en el esfuerzo a grandes profundidades de la misma manera como lo hacen los ejes en tandem cuando se traslapan los bulbos de presión de las llantas.

#### RELACIONES ENTRE LA CARGA Y EL ESPESOR REQUERIDO.

De acuerdo con Boussinesq el esfuerzo en cualquier punto bajo una masa de tierra producido por una área circular cargada, es función únicamente de tres magnitudes: (1) la profundidad  $z$ , (2) el radio  $a$  y (3) la presión de la llanta  $p$  (véase la ecuación 2.4). Así para cargas totales de diferente magnitud pero con la misma presión en las llantas, el esfuerzo depende solamente  $z/a$ , o dicho de otra manera, para puntos similares geoméricamente bajo la superficie del pavimento y para una presión en las llantas constante, los esfuerzos son iguales independientemente de la carga total. Para una presión de contacto constante y para un esfuerzo permisible dado, es válida la ecuación 2.18.

$$\frac{z}{a} = K' \quad (2.18)$$

donde:

$z$  es la profundidad

$a$  es el radio de contacto

Expresando el radio en términos de la carga:

$$a = \sqrt{\frac{P}{p \pi}} \quad (2.19)$$

Sustituyendo 2.18 en 2.19:

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

(2.20)

Para una presión constante en las llantas  $p$  la ecuación 2.20 puede escribirse como sigue:

$$z = K\sqrt{P}$$

(2.21)

El espesor requerido de pavimento flexible es igual al producto de una constante por la raíz cuadrada de la carga total; la constante  $K$  es función del esfuerzo permisible en el suelo y de la presión de la llanta.

#### CARGAS EQUIVALENTES POR EJE Y POR RUEDA.

Con referencia a la figura 2.15, el efecto de las ruedas dobles es función del espesor del pavimento, al menos parcialmente. La profundidad a la que los esfuerzos en el pavimento, producidos por ruedas dobles son iguales a los producidos por una rueda sencilla, depende del espaciamiento de las ruedas dobles. Cerca de la superficie las ruedas actúan separadamente; a mayores profundidades los esfuerzos se traslapan aunque disminuyen a medida que la profundidad aumenta, hasta que se alcanza un punto en el que es despreciable este traslape. Las relaciones establecidas entre las profundidades y el espaciamiento de las ruedas se han determinado teóricamente, así como por mediciones de los esfuerzos en pavimentos prototipo. A una profundidad aproximada de  $d/2$ , las ruedas dejan de actuar separadamente y los esfuerzos corresponden a los efectos combinados de las dos ruedas. A una profundidad aproximada de 25 el traslape de los esfuerzos llega a ser despreciable.

Los cálculos para determinar las cargas equivalentes por rueda y por eje, pueden basarse en los criterios de iguales deformaciones o de esfuerzos iguales. Supóngase por ejemplo que la máxima deformación que ocurre bajo un conjunto de ruedas dobles es conocido. Una rueda sencilla que produce una deformación igual se dice que es equivalente a esas ruedas dobles. Lo mismo puede aplicarse para esfuerzos iguales, aunque no es estrictamente correcto.

Las deformaciones máximas bajo ruedas dobles ocurren en varias posiciones laterales en el pavimento dependiendo de la profundidad. A poca profundidad las deformaciones máximas ocurren bajo una rueda, mientras que a mayor profundidad ocurren en el centro de líneas del conjunto. Las deformaciones máximas ocurren en algún punto intermedio entre ese eje y el centro de la llanta para profundidades intermedias. De acuerdo con la ecuación 2.9, para presión constante, las deformaciones bajo una rueda sencilla y bajo un conjunto de ruedas dobles se expresan:

ruedas sencillas:

$$\Delta_1 = \frac{pa_1}{E} F_1 \quad (2.22)$$

ruedas dobles:

$$\Delta_2 = \frac{pa_2}{E} (F'_1 + F'_2) \quad (2.23)$$

donde:

$\Delta_1$  = Deformación bajo una rueda sencilla

$\Delta_2$  = Deformación bajo ruedas dobles

$p$  = Presión de llanta

$a_1$  = Radio de contacto de una rueda sencilla

$a_2$  = Radio de contacto para cada rueda de un conjunto doble

$F_1$  = Factor de asentamiento para rueda sencilla

$F'_1$  = Factor de asentamiento aplicado por una de las ruedas dobles

$F'_2$  = Factor de asentamiento aplicado por la otra de las ruedas dobles

$E$  = Módulo de elasticidad

Para deformaciones iguales la ecuación se transforma:

$$\frac{pa_1}{E} F_1 = \frac{pa_2}{E} (F'_1 + F'_2)$$

$$\sqrt{p_1} F_1 = \sqrt{p_2} (F'_1 + F'_2) \quad (2.24)$$

donde:

$P_1$  = Carga bruta en la rueda sencilla

$P_2$  = Carga bruta en cada una de las ruedas dobles.

El factor de asentamiento  $F_1$  es siempre el valor bajo el centro de la rueda simple y es función de la relación profundidad a radio. Los factores  $F_1'$  y  $F_2'$  dependen de la misma relación pero además de las distancias radiales.

Supongamos que se desea convertir un conjunto de ruedas dobles a una carga equivalente por rueda sencilla por el criterio de iguales deformaciones. La carga bruta en cada rueda doble es conocida,  $P_2$ ; los valores máximos de  $F_1'$  y  $F_2'$  pueden determinarse de la figura 2.7. El problema se soluciona determinando los valores de  $P_1$  y  $F_1$ , así que el producto  $\sqrt{P_1} F_1$  sea igual al producto  $\sqrt{P_2} (F_1' + F_2')$ . Por ejemplo, determínese una carga equivalente por rueda para un par de ruedas dobles espaciadas 35 pulg., entre sus centros. La carga sobre cada llanta es de 25,000 libras, la presión de inflado es de 100 psi y el espesor del pavimento flexible es de 25 pulgadas (figura 2.16).

$$a_2 = \sqrt{\frac{25000}{100(\pi)}} = 8.9 \text{ pulg.}$$

$$\frac{z}{a} = \frac{25}{8.9} = 2.81$$

Las distancias bajo el centro de una de las ruedas dobles son 0 y  $35/8.9 = 3.94$ , y los valores a la línea de centros son ambas  $17.5/8.9 = 1.97$ .

Los factores de deformación  $F_1'$  y  $F_2'$ , tomados de la figura 2.7, son 0.5 y 0.24 para las distancias 0 y 3.94 respectivamente y 0.35 para una distancia de 1.97. El máximo valor de  $F_1' + F_2'$  es 0.74 tomado de la figura 2.16, y entonces el producto de:  $\sqrt{P_2} (F_1' + F_2')$

$$\sqrt{25,000} (0.74) = 117$$

Los factores de asentamiento bajo el centro de una rueda fueran usados, el valor anterior debe ser 114.

Los factores de  $\sqrt{P_1} F_1$  son calculados como se indica en la figura 2.17. Se hace una gráfica  $P_1$  y  $\sqrt{P_1} F_1$ , la carga por rueda equivalente se encuentra trazando una línea horizontal por la intersección de la curva con la abs

Debe notarse que el valor máximo de  $F_1'$  y  $F_2'$  se produce a una pequeña distancia del centro de una rueda doble. Para muchos problemas no es necesario hacer los cálculos completos, requiriéndose únicamente dos valores que necesitan ser calculados y comparados, correspondientes a puntos situados bajo la línea de centros y bajo una rueda, utilizando para los cálculos posteriores el mayor de ambos. Por ejemplo, usando  $\sqrt{P^2} (F_1' + F_2') = 114$ , la carga equivalente por rueda es de 36,500 libras. El perfil de las deformaciones expresadas como  $p(a)(F)$ , se muestra en la parte inferior de la figura 2.16.

Solución Gráfica. En relación con el trabajo ejecutado por el Cuerpo de Ingenieros mientras establecían procedimientos de proyecto para aeropistas, Boya y Foster presentó el método para determinar las ruedas equivalentes, el cual se discute a continuación.

Se supone una relación lineal entre las profundidades  $d/2$  y  $2S$ , que permite obtener una relación conveniente para determinar la equivalencia de ruedas dobles. Haciéndose referencia a la ecuación 2.21, teóricamente el espesor requerido de pavimento es función de la raíz cuadrada de la carga total. También se ha demostrado que los esfuerzos y deformaciones en masas ideales dependen de la geometría del problema y son una función de  $z/a$ . La ecuación 2.21 puede escribirse en la forma de la ecuación 2.25, sustituyendo el espesor  $t$  por la profundidad  $z$ .

$$\log t = \frac{\log P}{2} + \log K \quad (2.25)$$

En la figura 2.18 se indica un método para determinar la carga equivalente por rueda para cualquier sistema de ruedas dobles. El espesor del pavimento se dibuja en la escala horizontal y se obtiene el punto  $(P, d/2)$ ; de igual manera, a las profundidades  $2S$  y con una carga por rueda de  $2P$ , se obtiene el punto en el cual el traslape de los esfuerzos es despreciable. Dibujando una recta entre los puntos  $a$  y  $b$  puede obtenerse cualquier carga por rueda equivalente a un cierto sistema de ruedas dobles, ya que la carga por rueda equivalente correspondiente al sistema de ruedas dobles usado para dibujar los puntos  $a$  y  $b$ , se encuentra entrando a la gráfica con una profundidad  $z$ , trazando una vertical hasta cortar a la línea  $ab$  y en seguida una horizontal desde este punto hasta el eje.

Este método puede usarse también para convertir cargas por ejes en tandem a cargas por eje sencillo. La distancia  $d$  es igual al claro entre las ruedas dobles, pero la distancia  $S$  se toma como diagonal entre los centros de las ruedas dobles en tandem. Por ejemplo considérese un conjunto doble en tandem con un claro entre las ruedas dobles de 30 pulg., y un espaciamiento entre las ruedas dobles de 61 pulg., centro a centro, por lo que la distancia  $S$  es de 68 pulg. Para este caso la distancia  $d$  es de 18 pulg., aproximadamente. La profundidad a la que las ruedas actúan independientemente es de 9 pulg., mientras que a 136 pulg., es despreciable el traslape de los esfuerzos. La solución del problema de la figura 2.16 da un valor ligeramente menor que 36,000 libras para la carga por rueda equivalente.

#### Aplicación del Análisis de Carga Equivalente por Rueda.

El concepto anterior puede usarse ventajosamente cuando el método de proyecto está basado en cargas por rueda sencilla, pero se hace necesario proyectar para ruedas múltiples. Para ello es necesario estimar primero el espesor de proyecto del pavimento, a continuación puede encontrarse la carga equivalente por rueda y determinarse el espesor del pavimento basado en una rueda sencilla. Se comprueban estos valores con el espesor supuesto del pavimento y el proceso se repite hasta que la carga equivalente por rueda es compatible con el espesor de proyecto.

Se ha extendido también su uso para obtener curvas de proyecto para diferentes tipos de conjuntos de ruedas y cargas sobre las mismas. Si se conocen las relaciones entre la resistencia del suelo y el espesor del pavimento para varias ruedas sencillas, pueden asignarse valores de resistencia y espesor para cargas equivalentes por rueda dobles.

#### CRITERIOS DE PROYECTO.

Muchos métodos de proyecto están basados en una deformación límite como sinónimo de falla. Generalmente esto conduce a resultados adecuados, aunque en algunos casos, las mediaciones de la deformación y el uso de valores límite de las deformaciones como un criterio de proyecto fundamental, conduce a resultados erróneos. Se ilustra en la figura 2.19 el efecto del radio de curvatura en esfuerzos del pavimento para deformaciones iguales, (véase la figura 2.16). La deformación producida por una llanta de baja presión con una carga

elevada se indica a la derecha en la figura 2.19, mientras que a la izquierda se muestra el radio de curvatura producido por una llanta de alta presión. El pavimento está sujeto a esfuerzos que son mucho mayores para el radio de curvatura pequeño que para el grande, aun cuando numéricamente sean iguales las deformaciones.

En los Capítulos 14 y 15 se presentan métodos de proyecto usados en los Estados Unidos; en ellos se incluyen modificaciones de los análisis de Boussinesq y Burmister. Las pruebas de placa o de compresión triaxial se emplean para calcular los módulos de elasticidad de los materiales. En estos análisis es necesario suponer valores límites para la deformación, con un rango entre 0.1 y 0.2 pulg., aunque en estudios recientes se ha mostrado que deformaciones de 0.01 pulg., producen fallas en ciertos casos.

Otros métodos de diseño se basan en resultados empíricos, en los que el funcionamiento del pavimento se correlaciona con la resistencia de sus componentes, en cuyo caso la deformación se toma en cuenta indirectamente. Por ejemplo, el C.B.R., generalmente se calcula para una penetración de 0.1 pulg., del pistón C.B.R.

Varios investigadores usan las deformaciones medidas como guía para el cálculo del pavimento las medidas están sujetas a las limitaciones discutidas anteriormente. No se dispone de un método verdaderamente racional siendo necesario por lo tanto, basarse en algún valor que sea fácilmente determinado. Las deformaciones medidas son satisfactorias si se usan con discreción.

### CAPITULO III.

#### COMPORTAMIENTO DEL PAVIMENTO BAJO CARGAS EN MOVIMIENTO.

En los Capítulos 2 y 3 se han indicado las teorías de los esfuerzos y la distribución de los mismos, en pavimentos rígidos y flexibles. Las fórmulas son aplicables a cargas estáticas pero no necesariamente a cargas en movimiento. La tendencia actual hacia cargas más pesadas por rueda, aunada a un incremento en la repetición de las mismas, hace necesario un estudio detallado de los efectos relativos de tales factores.

Se han hecho en el pasado intentos para valorar cualitativamente, el efecto de las ruedas múltiples, repetición de cargas, velocidad de su aplicación y posición de las mismas, debido a la complejidad de la distribución del tránsito en las carreteras. El efecto de los tipos de cargas es también influenciado por el clima. La repetición de las cargas por ejemplo, es afectada por el alabeo de las losas, lo cual puede hacer innecesario el análisis a causa de la pérdida de apoyo de la subrasante. Las variaciones periódicas en el curso del año, particularmente la pérdida de apoyo de la subrasante debido al descongelamiento, afectan fuertemente el análisis de la repetición de cargas en pavimentos flexibles.

#### EFFECTO DE LAS RUEDAS DOBLES Y DE EJES EN TANDEM.

La influencia de las ruedas múltiples en los esfuerzos producidos en los pavimentos, ha sido discutida en capítulos anteriores. Las pruebas realizadas en los tramos que para tal objeto fueron construidos en Maryland y los realizados por la WASHO, han proporcionado información al respecto.

En la tabla 4.1 se muestran las cargas equivalentes por eje obtenidas en el tramo de prueba WASHO. La equivalencia de ejes en tandem y sencillos, depende del espesor de la carpeta de concreto asfáltico. En general los valores basados en la deformación, fueron mayores que los correspondientes basados en los esfuerzos. Estos resultados indican la necesidad de modificar los análisis teóricos para ajustarse a las condiciones de campo. Sin embargo, en ningún caso se obtuvo un eje en tandem equivalente con un valor doble del eje sencillo.

Las cargas equivalentes por eje se determinaron en el tramo de prueba de Maryland, variando la posición de las cargas en el pavimento. Las cargas en ejes

en tandem que fueron equivalentes a un eje de 18,000 libras, considerando los esfuerzos en las esquinas, alcanzaron valores entre 29,000 y 30,000 libras en promedio (véase la Tabla 4.2).

Es pertinente señalar de los resultados de la investigación realizada en los dos tramos de prueba, indican que la equivalencia de ruedas no es absoluta, ya que depende del espesor del pavimento y de la posición de la carga. Los resultados también indican una relación más conservadora que el valor de 32,000 libras para ejes en tandem, considerando comúnmente como equivalente de un eje sencillo de 18,000 libras. (Véase la Tabla 1.3)

#### CARGAS REPETIDAS.

La mayoría de los procedimientos de diseño se apoyan en algún tipo de prueba de carga estática para determinar la resistencia a moverse del pavimento. La deformación es usada a menudo como criterio de proyecto. Sin embargo, es sabido que un pavimento sujeto a cargas repetidas, sufrirá deformaciones tanto elásticas como plásticas, y que la magnitud relativa de cada una depende del número de aplicaciones de la carga. Aun cuando la deformación de la subrasante puede ser pequeña, las deformaciones plásticas acumuladas pueden ser de tal magnitud que provoquen la falla del pavimento.

Las deformaciones acumuladas de la subrasante son de particular importancia para el caso de pavimentos rígidos puesto que el análisis teórico de esfuerzos se basa en la hipótesis de que el pavimento tiene un contacto total y continuo.

Varios de los procedimientos de proyecto que son discutidos en este libro, se basan en la teoría de que las causas principales de fallas en el pavimento son la excesiva deformación de la subrasante y el esfuerzo cortante en alguno de los elementos del pavimento, sin embargo, las fallas por fatiga, ocasionadas por la repetición de las cargas, pueden ser igualmente importantes.

Las pruebas efectuadas en el laboratorio a los materiales para pavimentos, han demostrado que la falla estructural bajo cargas repetidas, es en algunos casos el factor principal que limita la vida del pavimento. Las deformaciones iniciales que causan este tipo de falla, pueden ser elásticas en algunas ocasiones. El comportamiento de la mayor parte de los materiales, es extremadamente complejo bajo cargas repetidas, y se complica más aun cuando se con-

sidera al pavimento como una estructura formada por capas. Por ejemplo, las deformaciones en pavimentos rígidos pueden ser elásticas completamente, pero la deformación de la subrasante puede ser elástica y plástica. La falla de un pavimento rígido bajo repetidas aplicaciones de carga puede, por consiguiente, ser el resultado de la fatiga del concreto, deformaciones acumuladas excesivas de la subrasante, o una combinación de ambas.

Debido a la complejidad del problema, el efecto de la repetición de las cargas sobre el comportamiento del pavimento, ha sido estudiado ampliamente en pavimentos prototipo más bien que en el laboratorio. Un factor que complica el análisis de los resultados de campo, es el tránsito mezclado. Es necesario suponer que las cargas por rueda en un tránsito mezclado, actúan independientemente unas de otras. Además la interacción del comportamiento de los componentes del pavimento necesita una deducción de tipo cualitativo; sin embargo, deberá entenderse que el comportamiento básico de cada capa del pavimento, de manera que puede alcanzarse una mejor comprensión de los efectos relativos de cada una.

Materiales para Pavimentos. El concreto es susceptible de fatigarse; una losa de concreto sometida a repetidas flexiones, resistirá hasta un cierto límite, arriba del cual sobreviene la falla. Se supone comúnmente que el concreto simple puede ser sometido a esfuerzos de flexión casi indefinidamente, siempre que el esfuerzo en la fibra extrema sea inferior al 50% del módulo de ruptura. El esfuerzo que produce la falla guarda una relación lineal con el logaritmo del número de aplicaciones de carga, sin embargo, debe tenerse presente que tal relación sólo se cumple cuando se prueba solamente el concreto y no formando parte del conjunto pavimento, base y subrasante.

El concreto asfáltico puede también fallar por fatiga. Las grietas en forma de piel de cocodrilo en las carpetas de concreto asfáltico, pueden ser ocasionadas por repetidas aplicaciones de cargas, mostrando también este material una relación lineal entre los esfuerzos y el logaritmo del número de repeticiones de cargas.

La fatiga de estos materiales puede ser insignificante, de acuerdo con su interacción con las características de fatiga de las capas subyacentes de base o subrasante. Si éstas son altamente plásticas, su deformación permanente -

puede ocasionar la falla antes de que el pavimento falle por fatiga; por otro lado si son altamente resilientes (deformación elástica recuperable después de quitar la carga), la fatiga puede ser muy importante.

Materiales para Base. Se reconocen tres efectos principales de la aplicación repetida de cargas sobre los materiales de la base. Primero, algunos materiales se rompen cuando se someten a una alta condición de repetición de esfuerzos, lo cual es cierto por ejemplo, en partículas suaves como las pizarras. Segundo, la intrusión de la sub-rasante en la base se ve fuertemente afectada por el número de aplicaciones de carga (ver las Figuras 6.7, 6.8, 11.8 y 11.9). Tercero, el bombeo de los materiales de la base (blowing, ver Capítulo 6) es una función del número de aplicaciones de carga. Cada uno de estos factores es discutido con detalle en Capítulos posteriores.

Suelos. La repetición de cargas afecta a los suelos en una variedad de maneras, incluyendo la formación de excesivas deformaciones plásticas. Seed, Chan y Monismith (17) han demostrado que el módulo de deformación de un espécimen arcillo-arenoso fue mayor después de haber sido cargado repetidamente, que el de otro espécimen duplicado sometido a una sola aplicación de la carga y probado. Se supone que esto fue motivado en parte, por una "densificación" producida por las cargas. Algunos suelos exhiben también una susceptibilidad a un rompimiento completo después de las aplicaciones repetidas de las cargas.

Las pruebas de laboratorio han indicado que, los suelos sometidos a cargas repetidas, se deforman mucho más que especímenes idénticos sujetos a la aplicación de unas cargas estáticas sostenidas de igual magnitud. Se ha establecido que las características determinadas por pruebas estáticas de las relaciones entre la carga aplicada y la deformación producida, no pueden ser consideradas como indicadores de la verdadera naturaleza del material.

En general, el monto de la deformación bajo cargas repetidas varía directamente con el logaritmo del número de aplicaciones de carga (véase la figura 4.1). Este principio puede usarse ventajosamente, para extrapolar a partir de los resultados obtenidos en dos o tres pruebas de carga-deformación, a un gran número de repeticiones. El procedimiento puede dar resultados erróneos ya que después de un gran número de aplicaciones de la carga, puede producir

se un descenso brusco de la resistencia a la deformación.

Pavimentos Flexibles. Los resultados obtenidos en el tramo de prueba WASHO, (véase la figura 4.2), indican que la repetición de cargas tuvo un efecto considerable en las fallas del pavimento. Sin embargo, se observó que las fallas estructurales del pavimento estuvieron ampliamente localizadas en dos períodos críticos, correspondientes a las condiciones del deshielo incipiente en la primavera. Durante la primera estación de primavera, se desarrolló el 20% de las fallas totales bajo únicamente el 0.7% del número total de aplicaciones de cargas, y en el segundo período de primavera se desarrolló el 40% de las fallas totales bajo el 13% del número total de aplicaciones de cargas. Durante el verano, el 45% del número total de aplicaciones de carga causaron únicamente el 1.6% de las fallas.

El cambio de estaciones tuvo gran influencia sobre el comportamiento del pavimento; los resultados concernientes a las relaciones entre las fallas en el pavimento y el número de repeticiones de carga, para las áreas afectadas por el deshielo, tienen validez para las áreas que no lo son; y asimismo, los períodos de lluvias intensas tienen gran influencia en el funcionamiento, particularmente cuando se consideran zonas de gran precipitación pluvial.

Pavimentos Rígidos. Las fallas en los pavimentos rígidos bajo cargas repetidas, se manifiestan de diferentes maneras. Si el pavimento de concreto se construyó directamente sobre subrasantes de materiales plásticos, un elevado número de repeticiones de grandes cargas por eje generalmente produjeron bombeo en el pavimento. También muchos pavimentos rígidos construidos sobre bases de materiales granulares han demostrado un tipo de falla similar al bombeo y denominada "blowing". El efecto de repetición de cargas por eje se ilustra en la figura 4.3.

Los datos del tránsito permiten al Ingeniero proyectar los pavimentos para resistir el número anticipado de cargas por rueda durante la vida del pavimento, sin embargo, es necesario equilibrar el análisis con juicio y experiencia. En la tabla 4.3 se hace notar una variación considerable en el número estimado de repeticiones sin embargo puede establecerse con certeza que un alto número de repeticiones de carga es necesario para provocar la acción de bombeo, y esto raramente se presenta en carreteras con pocas concentraciones de tránsito.

El tipo de subrasante o de la base es también un factor digno de tomarse en cuenta. (Véase la figura 4.4). Además, la verdadera relación entre la falla y la repetición de la carga para una carretera determinada (figura 4.4 a), puede ser diferente de la encontrada cuando se consideraron grupos de varias carreteras, (figuras 4.4c, d y e). Los resultados también señalan otro factor de importancia al considerar el progreso de las grietas con la repetición de las cargas. Observando la figura 4.4 a se concluye que el monto de las fallas aumenta apreciablemente hasta alrededor de uno o uno y medio millones de repeticiones y entonces permanece constante para un número mayor de repeticiones. Esto no es raro para algunos pavimentos, y es debido probablemente y en parte, a que el pavimento se apoya más firmemente sobre la base después de haber aparecido la grieta. El agrietamiento ocurrirá siempre que se desarrollen esfuerzos elevados en la losa; los esfuerzos son debidos en parte a un contacto deficiente entre pavimento y subrasante, y esto puede ocurrir, entre cosas, a causa de las deformaciones plásticas de la base y/o de la subrasante. Las losas sufrirán pequeños asentamientos después de haber ocurrido el agrietamiento lográndose así un contacto más uniforme con la subrasante.

La rugosidad de los pavimentos de concreto en general guardará una relación con el número de repeticiones (véase la figura 4.4 f).

La rugosidad depende de la condición original del pavimento, así como del tránsito, por lo que se observan muchas discrepancias que hacen algo inconsistentes los resultados.

La correlación entre los datos del tránsito con el funcionamiento de los pavimentos rígidos está influenciada en cierto grado por las fluctuaciones diarias de la temperatura, de manera que si el tránsito se aplica durante las primeras horas de la mañana, cuando las losas están alabeadas hacia arriba en las esquinas, bastará un pequeño número de aplicaciones de la carga para producir serios desperfectos en el pavimento.

#### CARGAS EN MOVIMIENTO.

Las características de esfuerzo-deformación unitaria de los materiales para pavimentos variarán con la velocidad de aplicación de la carga, lo cual ha sido repetidamente observado en carreteras construidas en etapas relativamen

te observado en carreteras construidas en etapas relativamente graduadas. En los carriles con la circulación de tránsito hacia arriba, generalmente presenta más desperfectos que los carriles con circulación hacia abajo. La diferencia puede atribuirse, al menos en parte, a la velocidad de los vehículos. La magnitud de la deformación del pavimento bajo una carga depende de su módulo de deformación, el cual a su vez está influenciado por la velocidad de aplicación de la carga. A través de investigaciones al respecto, se ha encontrado que, al pasar de una carga estática a móvil, el módulo de deformación se incrementa de 100 a 200%.

La velocidad de aplicación de las cargas afecta de muy diversas maneras a los materiales. En general la resistencia a la compresión de un material probado rápidamente es mayor que el valor correspondiente a una prueba estática. Considerando el módulo de elasticidad, el concreto muestra generalmente un incremento en éste con la velocidad de aplicación de la carga, lo cual no sucede con el acero.

La rapidez con que aumenta el módulo de deformación es función del contenido de agua y peso volumétrico (véase la figura 4.5). Los suelos compactados a una humedad menor que la óptima o a pesos volumétricos relativamente altos, muestran incrementos altos, mientras que aquellos compactados con humedades mayores que la óptima o a bajos pesos volumétricos, muestran incrementos menores en el módulo de deformación. El último punto tiende a minimizar el efecto de la velocidad de aplicación de las cargas sobre el funcionamiento del pavimento, puesto que la mayoría de los suelos de la subrasante alcanzan una humedad de equilibrio, cuyo valor es algo mayor que el contenido óptimo.

Los resultados obtenidos en los tramos de prueba de la WASHO y Maryland indican que los esfuerzos y deformaciones medidos decrecen cuando la velocidad aumenta; las velocidades de prueba variaron entre 0 y 40 m p h. Datos más recientes indican que las curvas como las de la figura 4.6 tienden a curvarse hacia arriba a velocidades mayores que 40 ó 50 m p h, debido a las vibraciones que se producen cuando los camiones viajan mayores velocidades.

Las calles de rodaje y cabeceras de las pistas se proyectan siempre para resistencias mayores que en el interior de las pistas. El aumento de fallas en calles de rodaje y cabeceras de las pistas se debe en parte a la velocidad de aplicación de las cargas.

Impacto y Excentricidad. Un hecho bien conocido por mucho tiempo es que en las juntas y grietas transversales de los pavimentos rígidos, las cargas móviles pueden producir impacto. En pruebas realizadas por la Oficina de Carreteras Públicas de los Estados Unidos, se ha obtenido que el impacto producido por una carga que pasa por un obstáculo, llega a ser hasta de 150% de la carga estática.

Obviamente el monto del impacto dependerá de la magnitud de la depresión producida en una losa y relacionada con las losas adyacentes. En las juntas sin pasajuntas generalmente se produce un mayor número de fallas que en aquellas provistas de dispositivos adecuados para transmitir las cargas. Asimismo, en el caso de grietas transversales, la cantidad de acero por temperatura afectará a las fallas del mismo modo que el tipo de subrasante o base. En pavimentos rígidos se admite comunmente un impacto del 20% de la carga estática.

Respecto a los pavimentos flexibles, las pruebas realizadas en el tramo de prueba WASHO indican que las cargas por rueda pueden incrementarse y reducirse varias veces por segundo y que este incremento puede ser del orden de las 1000 lb. Sin embargo, el incremento de la resistencia a la deformación producida por las cargas en movimiento, probablemente reduce o aún anula el efecto de impacto.

Los estudios realizados durante el programa de prueba WASHO, también indican que la rueda externa en pavimentos con bombeo transversal, puede ser de varios cientos de libras mayor que la carga en medio eje, mientras que la rueda interior toma una carga menor. No obstante este incremento es relativamente pequeño y es difícil de tomarse en cuenta durante el diseño.

#### CARGAS EN LA ORILLA Y TRANSITO CANALIZADO.

Las fallas en los pavimentos bajo cargas móviles son mayores cuando éstas se aplican próximas a la orilla de aquél. La distribución de vehículos en el pavimento de una carretera está gobernada principalmente por el ancho del pavimento. El tránsito se canaliza o acumula en alto grado a una distancia de 2 ó 3 pies de la orilla del pavimento en carreteras de acuerdo con el ancho del mismo. Los carriles para rebasar tienen un tránsito menor que los de tránsito continuo. La posición del tránsito en pavimentos para aeropuertos depende del tipo de finalidad del mismo; en pistas principalmente se usa el

tercio central y en calles de rodaje el tránsito se concentra en el centro.

En los pavimentos flexibles se presentan mayores desperfectos en las trayectorias de las ruedas exteriores que en las correspondientes a las interiores por varias razones, véase la figura 4.7. En primer lugar las fallas por esfuerzo cortante y por desplazamiento lateral ocurren fácilmente a través del acotamiento (figura 2.11) y en segundo lugar el suelo de la subrasante próximo a la orilla del pavimento está sujeto a condiciones de humedad más severas. El efecto de las cargas en la orilla y el efecto benéfico de los acotamientos pavimentados son dos conclusiones importantes obtenidas en la prueba WASHO.

El funcionamiento de los pavimentos rígidos, está igualmente influenciado en alto grado por las condiciones de carga en la orilla, como se observa en la figura 4.8. Esto puede considerarse como resultado de dos factores. El aumento en la rigidez del pavimento en el interior de la losa es benéfico, pero ella será la causa de que el borde del pavimento reciba concentraciones altas de esfuerzos. Si el acotamiento no hace contacto íntimo con el pavimento, el agua que escurre superficialmente encontrará un paso franco hacia la subrasante o base. Las bases de materiales limpios, bien graduados y con buenas características de drenaje así como el empleo de acotamientos pavimentados, reducirán el efecto destructivo de las cargas en la orilla.

APLICACION DE PRINCIPIOS.

Para aplicar los principios discutidos en los párrafos anteriores, es necesario haber comprendido los efectos relativos a cada uno de ellos, los cuales pueden ilustrarse mejor comparando los pavimentos para aeropistas y para carreteras. Las diferencias principales entre ambos, que deben considerarse en el proyecto, son la repetición de las cargas y la distribución del tránsito en el ancho del pavimento, las que a su vez están influenciadas por el tipo de uso del pavimento y ancho del mismo. Puesto que la mayoría del tránsito de camiones se canaliza sobre una distancia de 2 ó 3 pies, todo lo que generalmente debe ser tomado en cuenta, es el número estimado de vehículos que transitan en una dirección. Para el caso de aeropuertos, debe calcularse el número de cubrimientos a partir del número anticipado de operaciones y de la distribución del tránsito en el ancho del pavimento.

Distribución del Tránsito. Para propósitos de diseño, se define como cubrimiento cuando cada punto del pavimento ha recibido una aplicación de carga.

La distribución del tránsito en el ancho del pavimento es muy importante en el caso de aeropuertos, véase la figura 4.3. El factor más usado por los proyectistas para pistas y calles de rodaje convencionales, es el de considerar que el 75% de las trayectorias de las ruedas de cada uno de los trenes de aterrizaje, se distribuye uniformemente en una faja de 25 pies de ancho al centro de la pista, y de 12.5 pies de ancho al centro de las calles de rodaje. De acuerdo con los estudios realizados por el Cuerpo de Ingenieros, el 75% de las aeronaves tipo jet pesadas, transitan en una faja de 7.5 pies de ancho; esto es denominado tránsito canalizado. La canalización es resultado del uso del tren de aterrizaje direccional que permite al piloto maniobrar al aeroplano dentro de límites estrechos durante la operación de carreteo. Las diferentes aeronaves producen cubrimientos a diferentes proporciones de ciclos de operación, dependiendo del número y dimensiones de las llantas y de la disposición particular de los trenes de aterrizaje; por ejemplo, los aviones que tienen ruedas sencillas producirán proporcionalmente la mitad de cubrimientos de aquellos que tengan ruedas dobles del mismo.

Puesto que se produce un cubrimiento cuando cada punto del área transitada del pavimento ha sido pasado una vez por una llanta, se puede suponer en el caso de tandems dobles que un tren en tandem producirá el doble de cubrimientos de un tren doble. Esto no es estrictamente correcto, ya que en un caso las ruedas del eje trasero del tandem transitan inmediatamente después de las delanteras, mientras que para ruedas dobles tal cosa no ocurre y la distribución de los cubrimientos variará en el ancho del carril transitado.

McLeod usó los resultados publicados por la Oficina de Carreteras Públicas, para deducir las relaciones entre los vaijes y los cubrimientos en carreteo, mostradas en la Tabla 4.4. Los resultados se obtuvieron suponiendo que el ancho del área cargada bajo las ruedas dobles, es igual al diámetro de un círculo equivalente obtenido dividiendo la carga total sobre las ruedas dobles por la presión de inflado de las llantas. Puede verse que el número de cubrimientos es siempre mayor que 1.0 y que el número de cubrimientos requerido aumenta a medida que la carga por rueda decrece. Las cargas cuyo efecto ya es considerable, desde el punto de vista del funcionamiento, generalmente

son mayores que 5,000 lb, y por tanto, se requiere un promedio de 1.5 viajes para un cubrimiento.

Cubrimientos y Porcentajes de Diseño. El comportamiento de los pavimentos bajo cargas repetidas en movimiento, varía con el logaritmo del número de aplicaciones de carga. Estos conceptos pueden emplearse de varias maneras para fines de diseño: primero, el logaritmo del número de repeticiones de esfuerzos, llamado "índice de tránsito", puede introducirse directamente en la fórmula de diseño o, segundo, el concepto repetición puede servir para determinar el porcentaje del valor de diseño requerido para un número menor de repeticiones que para el valor total de diseño.

En la figura 4.10 se presentan los resultados obtenidos por el Cuerpo de Ingenieros y relativos al porcentaje del espesor de proyecto, en pavimentos rígidos y flexibles, afectado por el número de cubrimientos. Puede obtenerse una reducción considerable en el espesor del pavimento cuando el tránsito anticipado en un aeropuerto es relativamente bajo. La importancia de los conceptos involucrados son de tal magnitud que deben ser entendidos completamente por el proyectista, para que éste sea capaz de emplear en la mejor y más-económica forma, los materiales de construcción.

Mc Dowell ha introducido el concepto del porcentaje de diseño en los procedimientos de diseño de pavimentos flexibles en Texas, su ecuación de correlación está basada en el servicio observado en varias carreteras y es como sigue:

Número de años de vida =  $0.96 (10)^{0.01465 (\% \text{ de diseño})}$ .

Esta relación está ligada con el número de años de vida, pero puede convertirse a volúmenes de tránsito contra porcentaje de diseño. De acuerdo con este análisis se requiere un 100% de diseño para 28 años, el 60% para 7.25 años, el 20% para 1.8 años, etc. Este método permite hacer un uso económico de los materiales disponibles y es particularmente aconsejable para la construcción por etapas.

El mismo McLeod ha sugerido un criterio de diseño para pavimentos flexibles para carreteras, el cual requiere el 100% del valor de diseño para 1000000 de cubrimientos de la carga de diseño en 25 años, y supone que un cubrimiento puede ser exactamente soportado por el 25% del espesor de proyecto. Se en

cuentra una variación considerable en los valores absolutos obtenidos por varios criterios, sin embargo los conceptos hacen posible determinar el grado de variación que puede permitirse: en el espesor del pavimento, en función del número de aplicaciones repetidas de la carga.

Cálculo de la Carga por Rueda Equivalente. Para utilizar el número de repeticiones de carga en el diseño, es necesario efectuar estudios del tránsito y extrapolar los resultados obtenidos, para el futuro. Así puede estimarse el número de repeticiones de esfuerzos que serán aplicados durante la vida del pavimento. Sin embargo, ya que el tránsito en las carreteras es heterogéneo, teniéndose variaciones en el peso y número de ejes por ejemplo, es necesario suponer una carga por rueda que gobierne el diseño, o bien convertir las diferentes cargas a una carga por rueda equivalente y constante.

Los datos compilados en este capítulo indican que el demérito de los pavimentos guarda una relación con el logaritmo del número de repeticiones. Aun cuando existe alguna dispersión, es evidente que tal relación se efectúa.

Las cargas por rueda equivalentes se definen como aquellas que requieren idénticos espesores y calidades de pavimento, tomando en cuenta el número de repeticiones para cada carga. Por ejemplo, si un pavimento trabajará precisamente con los 105,000 repeticiones de una carga de 5,000 libras sin fallar, y el mismo pavimento resistirá exactamente 3,000 repeticiones de una carga de 10,000 lb., sin fallar, se dice que ambas cargas y repeticiones son equivalentes.

La figura 4.11 muestra una curva de fatiga a la flexión para concreto simple, en función de los esfuerzos expresados como por ciento del módulo de ruptura, contra el número de repeticiones necesario para producir la falla. De acuerdo con Bradbury, el concreto simple puede resistir un número infinito de repeticiones de esfuerzos, siempre que en la fibra extrema no exceda el esfuerzo correspondiente al 50% del módulo de ruptura; de manera que los esfuerzos que causan la falla, tienen valores que oscilan entre el 50 y el 100% del módulo de ruptura.

Los esfuerzos críticos en los pavimentos rígidos resultan de una combinación de las cargas aplicadas y de la restricción de los cambios de volumen, principalmente en el alabeo producido por los cambios de temperatura o "war

ping". Los esfuerzos calculados mostrados en la tabla 4.5 son para varias - cargas por rueda sobre un pavimento rígido uniforme de 10 pulg., de espesor. El número de repeticiones que producirá la falla fue determinado en la figura 4.11 para las diferentes condiciones de esfuerzos. Puede observarse que - 1,200 repeticiones de una carga de 10,000 lb. y 100,000 repeticiones de una - carga de 5,000 lb., pueden producir la falla del pavimento y, por lo tanto, - son equivalentes. Convirtiendo todas las repeticiones de carga a una carga - equivalente de 5,000 lb., se obtienen los valores de la última columna. Se - aconseja tomar un factor ligeramente mayor cuando se pasa de cargas ligeras - a pesadas.

Para el ejemplo anterior los cálculos de la carga por rueda equivalente para el pavimento rígido, están basados en los esfuerzos en las fibras extremas - que producen fallas por flexión.

En relación con los pavimentos flexibles y usando el criterio propuesto por McLeod, se ilustra en la figura 4.12 otro método de cálculo. El espesor requerido para cada carga por rueda para este suelo en particular, fue determinado de la figura 15.10. Los valores fueron graficados en las ordenadas a - los 1'000,000 de cubrimientos y el 25% del espesor fue graficado para un cubrimiento; en seguida se unieron los puntos con líneas rectas. En la tabla - 4.6 se muestran los cubrimientos equivalentes para un pavimento de 10 pulgadas de espesor. Los factores son aproximadamente del doble. Debe hacerse hincapié en que los cálculos anteriores son únicamente dos ejemplos y que los - factores de equivalencia varían en función del tipo y espesor del pavimento - así como de la magnitud de la carga aplicada. En la tabla 4.7 se anotan los factores de equivalencia más ampliamente usados. Para carreteras, las cargas por rueda se convierten generalmente a ruedas equivalentes de 5,000 lb.

En el Estado de California se han obtenido factores mediante estudios de correlación, los cuales están basados en el número de ejes, y aparecen en la - tabla 4.8. Las constantes se multiplican por el promedio del tránsito diario para cada grupo de ejes y la suma de los productos arroja el número total de repeticiones anuales de cargas por rueda equivalente a 5,000 lb.

Limitaciones del Análisis de Carga por Rueda Equivalente. Es necesario realizar muchas investigaciones considerando el efecto relativo de diferentes cargas por rueda, para la mayoría de los pavimentos para carreteras y aeropistas.

Sin embargo las incertidumbres en la estimación del tránsito futuro son de tal magnitud que hacen innecesario un alto grado de exactitud en la determinación de los efectos destructivos del tránsito.

En los párrafos anteriores relativos a la discusión de la repetición de cargas, se hizo notar que el factor clima es extremadamente importante. La pérdida de resistencia de la subrasante durante el período de deshielo de primavera, y los períodos posteriores de lluvias prolongadas son de gran significación. El alabeo o combamiento "warping", de los pavimentos rígidos y la pérdida subsecuente del contacto con el pavimento también debe ser tomado en consideración, ya que la deformación plástica de la subrasante tiene este efecto.

Tales limitaciones, aunque de importancia, no constituyen un obstáculo insuperable puesto que solamente es necesario estimar el efecto relativo del tránsito. En zonas con efecto de heladas, el tránsito llega a tener menor importancia debido a que el proyecto considera principalmente un espesor de pavimento tal que evite el fenómeno de congelamiento en la subrasante o reduzca a un mínimo la pérdida de resistencia durante el período de deshielo de la primavera.

#### CONFIGURACION DEL PAVIMENTO PARA TRANSITO VARIABLE.

Aeropuertos. El demérito principal del pavimento ocurre en las zonas en las que la carga se mueve a baja velocidad, como en calles de rodaje y cabeceras de las pistas. Es necesario acelerar los motores de jet en la cabecera de la pista para que se produzca un desperfecto total. Esta condición de carga estática, acompañada de vibraciones, impone otras concentraciones de esfuerzos al pavimento. Además de las calles de rodaje y cabeceras, también existen grandes concentraciones de esfuerzos en los accesos de las calles de rodaje a las plataformas. Puesto que el tránsito de las aeronaves se concentra en el centro del pavimento, pueden lograrse fuertes ahorros en el costo inicial, proporcionando menores espesores en las orillas del pavimento.

Un ejemplo típico de la configuración del pavimento para un aeropuerto convencional, se presenta en la figura 1.5. Los conceptos de repetición de cargas y canalización del tránsito han conducido a la clasificación de áreas de tránsito, mostrada en la figura 4.13 y debida al Cuerpo de Ingenieros. Las

áreas de tránsito Tipo A son las que reciben el peso total y el tránsito canalizado de bombarderos de ruedas múltiples y aviones de carga. Las de Tipo B reciben el tránsito pesado no canalizado, y las de Tipo C reciben un número reducido de aplicaciones de carga durante la vida del pavimento, como plataformas y zona central de las pistas. Los pavimentos Tipo D son aquellos en los cuales el tránsito es extremadamente reducido y el peso de las aeronaves es mucho menor que la carga de diseño. Este último tipo solamente se presenta cuando se diseña para aeronaves con tren de aterrizaje doble gemelo. El espesor requerido decrece de las áreas Tipo A hasta las D.

Las aeronaves Jet que operan en aeropuertos civiles también producen aproximadamente un tránsito canalizado, lo cual debe ser considerado en el diseño, y para estas condiciones se hace necesario diseñar pavimentos de características especiales en el área de canalización. Es necesario también estimar el número de operaciones futuras, para basar el diseño en cada factor.

Carreteras. La mayoría de los Ingenieros no está de acuerdo en construir pavimentos de espesor variable, aunque en el pasado se construyeron pavimentos de borde engrosado, figura 1.43, y varios estados usan aún esta sección en carreteras de primer orden. El concepto de repetición de cargas es ampliamente usado en los criterios de diseño de espesores y muchas veces se obtienen los proyectos más económicos si se considera la construcción por etapas, la cual permite espesores relativamente delgados de bajo costo, y al aumentar el tránsito y la edad, puede engrosarse el espesor por etapas.

Los últimos capítulos presentan métodos de diseño para variación de tránsito, los que son en parte empíricos y en parte basados en pruebas de laboratorio y en estudios de campo.

Se requiere más investigación acerca del efecto de las cargas móviles repetidas y los métodos para aplicar los resultados obtenidos al diseño de los pavimentos. El uso de los acotamientos pavimentados y subdrenes donde sean necesarios reducirán el efecto de las cargas en la orilla. Debe concederse gran atención al drenaje superficial, asegurando que la filtración potencial en la orilla del pavimento se reduce a un mínimo. También deberá atenderse al diseño del pavimento en los entronques de carreteras, señales de alto y otros sitios donde puedan presentarse grandes concentraciones de cargas moviéndose a baja velocidad.

## CAPITULO IV.

## BOMBEO EN PAVIMENTOS RIGIDOS.

El bombeo en pavimentos rígidos fue reconocido como un problema serio durante los últimos años de la segunda guerra mundial. Como resultado de ello, se llevaron a cabo estudios de campo en muchos departamentos de carreteras para determinar la causa y alcances del bombeo. Los primeros estudios se realizaron con los factores que causan el bombeo, y se realizaron algunos intentos para valorar los procedimientos con los cuales este fenómeno pudiera ser corregido.

En 1946 se constituyó un comité especial por la Oficina de Investigaciones en Carreteras para estudiar el bombeo y hacer las recomendaciones pertinentes para corregirlo. Tal comité auspició estudios en Tennessee, Kansas, Carolina del Norte e Illinois; todos los investigadores estuvieron de acuerdo en que las cargas pesadas, el agua libre inmediatamente bajo la losa y los suelos de granulometría fina que pueden entrar en suspensión con el agua, son los elementos necesarios para provocar el bombeo.

Definición de Bombeo. En relación con el reporte del Comité para Estudio del Bombeo, de la Oficina de Investigaciones en Carreteras, el bombeo en pavimentos rígidos se define como la extrusión de agua y suelo de la subrasante a través de las juntas, grietas y bordes del pavimento, provocada por un movimiento de la losa hacia abajo, causado por el tránsito de cargas pesadas por eje sobre el pavimento, después de la acumulación de agua libre en o sobre la subrasante.

## MECANISMO DEL BOMBEO.

Antes de presentar una discusión sistemática de los factores que afectan el bombeo, es esencial alcanzar a comprender completamente la causa y efecto del mismo. El primer factor que debe considerarse es que únicamente en los pavimentos rígidos se produce el bombeo en el sentido correcto, y esto es debido a que los pavimentos flexibles no se recuperan lo suficiente como para producir un espacio vacío bajo los mismos; por consiguiente, en los pavimentos flexibles las fallas producidas por sobrecargas son del tipo de surcos, desplazamientos horizontales, etc., y no del tipo de bombeo. El bombeo en su forma activa es más pronunciado inmediatamente después de las lluvias y ocurre tanto en áreas de terraplén como de corte. Se hace notar que fue observado por primera vez cuando los pavimentos se construyeron directamen-

te sobre suelos de arcilla plástica, y no se desarrolló inmediatamente después de que el pavimento fue abierto al tránsito sino más bien posteriormente y se extendió al período durante el cual se aplicaron cargas pesadas.

Bombeo de la Subrasante. La etapa inicial del bombeo en la subrasante, es la formación de un espacio hueco bajo el pavimento donde pueda acumularse el agua libre después de que sean aplicadas cargas repetidas a tal pavimento. El espacio hueco puede ser pequeño y discontinuo y puede ser producido por dos factores principales. Primero, las cargas impuestas sobre el suelo pueden producir un hueco pequeño entre el suelo y el pavimento, debido a la deformación plástica del primero después de la recuperación elástica de la losa del segundo. Por otro lado el alabeo de la losa debido a las diferencias de temperatura dentro de la losa, puede también producir un pequeño hueco bajo la misma.

La siguiente etapa en la secuencia de los eventos, tiene lugar cuando el agua se introduce en el hueco bajo el pavimento. La fuente principal de agua, es la filtración superficial a través de las juntas y bordes del pavimento, pero el agua freática puede ser una fuente potencial. Si el suelo tiene buen drenaje, el agua no permanecerá bajo el pavimento, pero si no lo tiene, la deformación subsecuente hará que el agua sea expulsada de debajo del pavimento, lo que ocurrirá generalmente en el borde del pavimento en las juntas o grietas.

Después de deformaciones adicionales de la losa, el suelo entrará en suspensión con el agua y entonces será expulsada agua lodosa, figura 6.1. Después de haber aplicado muchas cargas, la acción del bombeo puede continuar hasta producir un hueco relativamente grande bajo la losa, la cual fallará generalmente en poca magnitud. En seguida, el pavimento se agrietará en dirección transversal al tránsito produciéndose fallas adicionales.

Bombeo de Materiales de Base o "Blowing". Algunos materiales de base son afectados por una acción de bombeo que ha sido nombrada por algunos investigadores como "blowing", el cual es en términos generales, otra forma de bombeo.

Las etapas iniciales del "blowing" son las mismas que para el caso de materiales finamente graduados, las cargas repetidas sobre el material de base

producen un hueco inicial, el que puede ser producto de una compactación deficiente de la base y/o de la subrasante, o de una acumulación de fines en la base que producen una deformación excesiva y permanente de las capas superiores de la base. A continuación el agua penetra al hueco y si el material granular tiene una textura cerrada, el agua permanecerá bajo la losa hasta que sea expulsada por las deformaciones de la misma. Si la base tiene textura abierta, el agua se filtrará en ella y no se producirá el fenómeno de "blowing".

La siguiente etapa se produce cuando la capa de agua bajo el pavimento es expulsada por los bordes del mismo, formando huecos como se muestra en la figura 6.2. Esta es la llamada primera etapa del "blowing", la segunda etapa puede ocurrir o no, figura 6.3, con tal que la base pueda o no ser erosionada. Las bases de piedra triturada raramente se erosionan y las gravas y arenas frecuentemente lo hacen.

Si ocurre el "blowing" cuando la losa se contrae puede penetrar a las juntas el material de la base. En algunos casos el material puede rellenar suficientemente la junta como para producir el desmoronamiento de las aristas de la junta, "spall joint", siendo generalmente afectadas las aristas contrarias al tránsito.

La segunda etapa del "blowing" y en condiciones notables, está acompañada casi siempre de grietas de restricción y transversales. Las primeras, figura 6.4, se deben en parte a la condición de restricción en la junta cuando la losa se expande, y en parte a la flexión de la losa cuando se reduce el apoyo por efecto del "blowing".

La diferencia principal entre el efecto del bombeo de materiales finamente graduados y el "blowing" de materiales de base, es el tipo de defectos que pueden ocurrir. En el caso del bombeo de materiales finamente graduados, en su etapa más avanzada puede producir grietas transversales y fallas, mientras que el "blowing" produce desmoronamientos de las aristas de las juntas, grietas de restricción y transversales.

#### BOMBEO DE LA SUBRASANTE.

Efecto del Tipo de Suelo. Se ha recogido una gran cantidad de datos de varios lugares, considerando el efecto de las condiciones de la subrasante so

bre el bombeo. Existe alguna variación de uno a otro sitio con respecto al tipo de suelo que predominantemente produce el efecto de bombeo; sin embargo, tales suelos casi siempre incluyen suelos finamente graduados en los que predominan arcilla y limo. En algunos casos los materiales granulares que contienen un exceso de finos, particularmente del tipo plástico, han producido el bombeo.

En la figura 6.5 se resumen los resultados obtenidos en el Informe Final de 1948, del Comité sobre Bombeo de la Oficina de Investigaciones en Carreteras. Las gráficas muestran las clasificaciones textuales de suelos que producen el bombeo y suelos que no lo producen. En ellas, se define la arcilla y el limo como el material que pasa por la malla No. 270.

Debe de notarse que existe un amplio traslape entre ambos tipos de suelo, hecho que sugiere que el tránsito, lluvias, condiciones de drenaje y otros factores deben ser considerados en la correlación. Puede deducirse que la mayoría de los suelos que se encuentran en el grupo de los que producen bombeo, deben producir tal efecto si todas las condiciones son favorables para tal objeto. Puede observarse que la mayoría de los suelos que producen bombeo son aquellos que contienen grandes fracciones de arcilla, mientras que los que contienen grandes fracciones de grava y arena son los que no producen bombeo. Algunos suelos limosos se encontraron susceptibles de producir bombeo, aunque no tantos como en el caso de suelos más plásticos. Es digno de hacer notar que los suelos que facilitan el bombeo, de acuerdo con las gráficas, no incluyen suelos con más de 60% de arcilla, además los resultados indican que los suelos con más de 55% de arena y grava no facilitan el bombeo. El último punto ha sido encontrado incorrecto a partir de los resultados obtenidos.

Los datos contenidos en las gráficas triangulares no garantizan conclusiones definitivas debido a inconsistencias y traslapes de los valores. Está definido, sin embargo, que los suelos que producen bombeo incluyen principalmente limos y arcillas de plásticas a moderadamente plásticas, mientras que los suelos que no causan tal efecto incluyen a los suelos granulares y a los limos y arcillas menos plásticos.

Aunque las investigaciones acerca del bombeo han indicado que las subrasan -

tes arcillosas fueron las primeras en las que se presentó tal fenómeno, estudios más recientes indican que el bombeo está ahora asociado con suelos menos plásticos. La tabla 6.1 muestra un resumen de tres estudios acerca del bombeo llevados a cabo en Indiana. Conviene notar que en 1943 el bombeo fue particularmente severo en el "cinturón de morrenas" pero en 1954 la mayor concentración se presentó en el área de Wisconsin y en la época del último estudio, también se presentó en los planicies de Indiana, donde los suelos están formados de depósitos granulares cubiertos de limos y arcillas.

Repetición de Cargas y Capacidad Estructural. Los resultados relativos al número de repeticiones de carga que pueden producir el bombeo son oscuros en su mayor parte por el hecho de que en la mayor parte de las carreteras de los estados, las cargas brutas no son constantes y se han incrementado en los últimos años. Puesto que el bombeo en el pavimento y la falla subsecuente se restringen casi exclusivamente a las carreteras de primer orden, y puesto que la acción del bombeo se observa únicamente en los carriles para tránsito en las carreteras, se deduce que un alto número de repeticiones de grandes cargas por eje, se requiere para iniciar el efecto de bombeo.

La tabla 4.3 muestra la frecuencia del bombeo inicial en varias carreteras del estado de Indiana y para el tramo de prueba de Maryland. Los datos han sido convertidos, en la columna extrema derecha, a cargas equivalentes de 18,000 libras por eje. Es aparente cuando se consideran los valores de los tramos de prueba que el número de repeticiones de carga para producir el bombeo es una función de la disposición de los ejes. Análogamente, se observa una pequeña variación cuando se consideran los diversos tipos de pavimentos en Indiana y sujetos a tránsito normal. Sin embargo, se observa que existe un cierto grado de consistencia entre los resultados obtenidos de la observación de varias carreteras. Los resultados muestran, al menos en un sentido cualitativo, que debe aplicarse un número finito de cargas por eje antes de que se presente el fenómeno del bombeo. Además tales datos pueden indicar que las consideraciones de diseño por bombeo deben tomar en cuenta la magnitud y número de repeticiones de carga así como el tipo de suelo de la subrasante, clima y otros factores del medio ambiente. No es recomendable desde el punto de vista económico, el empleo de bases de materiales granulares o tomar otras medidas tendientes a evitar el bombeo, tratándose de carreteras que

tendrán bajos volúmenes de tránsito.

En la figura 4.3 se muestra la relación entre el número de camiones que transitaron en la prueba de Maryland y la extensión del agrietamiento. Los resultados indican la diferencia en el comportamiento de los ejes en tandem relacionados con las mismas cargas pero aplicadas en ejes sencillos. Tales datos han indicado que después de que se ha iniciado el bombeo, el número de juntas en que este se presenta no es necesariamente una función del número de aplicaciones de cargas. El número máximo de juntas con efecto de bombeo ocurrió en dos de las secciones, aproximadamente al producirse la mitad del período de las operaciones de tránsito, y para otras dos secciones, durante los últimos meses de operaciones de tránsito; en ningún caso se registró el máximo bombeo al final del período de prueba, aunque el agrietamiento aumentó para todas las secciones con el número de repeticiones de carga.

A mediados del decenio de 1940 - 1950 se empezaron a usar juntas de expansión en los pavimentos de concreto en los Estados Unidos, con el fin de reducir el número de fallas por expansión. El bombeo se hizo común el principio del mismo decenio y los estudios realizados al respecto mostraron que las juntas de expansión constituyeron uno de los principales factores que produjeron tal fenómeno. Los estudios de funcionamiento han mostrado que en la mayoría de los casos, las juntas de expansión muestran una mayor tendencia al bombeo que las de contracción.

Las grietas en los pavimentos de concreto generalmente permanecerán intactas a menos que el acero se rompa; sin embargo, de no estar perfectamente selladas, el agua penetrará en las grietas, llenando el hueco entre la losa y la subrasante y también a lo largo del borde del pavimento. Las juntas de expansión, por su naturaleza tienen una mayor tendencia a separarse durante la contracción, permitiendo que el agua se filtre por la junta y bajo el pavimento. La tendencia del agua para acumularse bajo la losa en las juntas de expansión, así como la ineficiencia de algunos tipos de pasajuntas, son la causa del bombeo en tales tipos de juntas.

El bombeo generalmente se observa primero en el borde libre del pavimento y avanza progresivamente hacia el interior de la losa. En el borde puede ser muy ligero en sus etapas iniciales y bastante difícil de observarse. Muchas

veces es completamente despreciado puesto que las manchas de lodo no son apreciables a lo largo del borde del acotamiento. El bombeo en el borde generalmente es de características más extensas que en las juntas, en la vida del pavimento. Este aumento en la actividad puede atribuirse principalmente a la tendencia del agua a filtrarse por los bordes en las grietas que en los bordes de la orilla del pavimento y del acotamiento.

La tendencia de un pavimento para ser afectado por el bombeo está fuertemente ligada a la magnitud de la deformación y en particular a la magnitud de la presión de reacción por lo que se deduce que las consideraciones de diseño que reduzcan el valor de la deformación y de la presión de reacción también tenderán a reducir el efecto del bombeo. Esto se aplica por supuesto solamente a los pavimentos construidos sobre suelos susceptibles a tal efecto. Entre las técnicas de diseño que pueden emplearse para reducir las presiones de reacción están el uso de pavimentos de losas más gruesas, el uso mínimo de juntas de expansión y el uso de los elementos adecuados para pasajuntas en las juntas transversales. No es probable que las medidas anteriores sean suficientes para evitar el bombeo si el pavimento está construido sobre suelo finamente graduado. Pero hay referencias que indican que puede controlarse y reducirse la severidad de la acción del bombeo.

En términos generales el bombeo constituye un problema de poca magnitud en aeropuertos, siendo la sobrecarga el factor principal que contribuye a la creación de este fenómeno si es posible que exista.

Pendiente, alineamiento y Geometría. Los estudios de campo han mostrado que la acción del bombeo es afectada en cierto grado por la posición geométrica de la carretera. Raramente se encuentra el bombeo en secciones que utilizan bordillo y cunetas, y dentro de las zonas urbanas, el bombeo es más bien la excepción que la regla, debido que en estas secciones se tiene generalmente un alto grado un buen drenaje superficial. El bombeo generalmente es el mismo en cortes que en terraplenes, sin embargo, el agrietamiento está generalmente influenciado por la posición vertical de corte o terraplén.

Los datos disponibles indican que la sección transversal estructural es muy importante pero la pendiente y el alineamiento son relativamente poco importantes. Los factores de magnitud y repetición de las cargas, así como el tipo de subrasante y diseño estructural son más importantes que los que los dos úl

timos puntos.

Clima. Cuando se considera el efecto del clima como una variable, es fundamental considerar las temperaturas de congelamiento y las lluvias. El efecto de las últimas es relativamente franco puesto que el bombeo es siempre más activo inmediatamente después de las lluvias. Para valorar el efecto del congelamiento es necesario recurrir a un método cualitativo que no a datos cuantitativos. La literatura al respecto muestra que de los estados que reportan el bombeo como un problema serio, varios de ellos tienen índices de congelamiento nulos para todo el estado y muchos de ellos los tienen para parte del estado por lo menos. En los estados con altos índices de congelamiento, el de Maine por ejemplo, no se considera al bombeo como un problema serio. Esto puede suponer que es debido al uso extenso de bases granulares en esas áreas como medida de protección contra las heladas.

La relación entre las heladas y demás condiciones climatológicas con el bombeo en dos secciones del tramo de prueba de Maryland, fue discutida en el Capítulo 5, figura 5.9. Es evidente que el bombeo se inició después de un período de lluvias y que llegó a su máximo grado después de varios días de un alto número de aplicaciones de carga, pero en sus condiciones más severas no se presentó necesariamente al finalizar el período de prueba. En vez de esto el número de grietas y juntas con bombeo se mantuvieron prácticamente constantes después de aproximadamente tres meses de tránsito. Los resultados muestran también que se observaron condiciones de bombeo severo para menor precipitación, al finalizar el período de prueba que al principiar.

Lo anterior puede sugerir que, después de haberse iniciado el bombeo, se requiere una menor precipitación para que éste continúe. Es importante hacer notar que el bombeo no se inició sino hasta después del 1º de julio, cuando la prueba tenía un mes de haberse iniciado, lo cual indica que aun cuando cayeron algunas lluvias durante el mes de junio, el bombeo no se inició hasta después de haber sido aplicado un número finito de cargas.

Debido a las muchas variables y limitaciones de una gran cantidad de los datos disponibles, es difícil obtener conclusiones definidas cuantitativas a partir de los estudios de temperatura y severidad del bombeo. Sin embargo se tienen varias relaciones de índole general entre las condiciones del tiempo-

y el bombeo en el pavimento.

Hay una relación definida entre la precipitación y el bombeo, y es la que de que éste generalmente es más severo si la precipitación aumenta. El tiempo frío influye sobre el bombeo en la primavera, pero no al grado en que lo hace la precipitación. El efecto principal del índice de congelamiento parece ser el de controlar el grado en que la precipitación contribuye en el bombeo durante diferentes períodos.

Conservación. Después de haberse iniciado el bombeo, pueden adoptarse uno o varios métodos posibles de conservación para corregir esta situación. Los métodos más comunes y económicos consisten de un programa de sellado de las juntas para evitar la infiltración de agua superficial. Se tiene la experiencia de que lo anterior puede detener el bombeo temporalmente, por lo que debe efectuarse periódicamente para que sea efectivo. En muchos estados se ha extendido recientemente la práctica de llevar a cabo un riego de sello con un producto asfáltico conjuntamente con un programa de reconstrucción de la superficie para corregir la situación.

La figura 6.6 muestra la historia del bombeo y del mantenimiento para una sección de la carretera. La reconstrucción de la superficie y otras de medidas de la conservación son efectivas para unos dos años aproximadamente, al cabo de los cuales puede volver a presentarse el bombeo, lo cual puede ser debido a la reflexión de las grietas a través de las obras de reconstrucción de la superficie, permitiendo así la infiltración de agua.

#### BOMBEO O BLOWING EN MATERIALES DE BASE.

El "blowing" es producido por la expulsión del agua la cual sale a gran velocidad por debajo del pavimento rígido, debajo del cual yace. Como el agua es forzada, al salir puede erosionar el material de base. La acción es clasificada como primera y segunda etapas del "blowing". La primera etapa está definida por la formación de huecos en el borde del pavimento, mientras que la segunda lo está por unas acumulaciones de arena alrededor de las orillas del hueco en el borde del pavimento. Los efectos producidos por este fenómeno son la aparición de grietas de restricción y transversales.

Los datos al respecto indican que el bombeo de la subrasante a través de la base no constituye un problema excepto cuando se emplean materiales cuya tex

tura es demasiado abierta después de compactados. Sin embargo se ha sugerido la posibilidad de que se produzca un movimiento ascendente de las fracciones de finos y arenas de la base y dentro de la base misma, en aquellos lugares donde se presente el efecto de "blowing". Esta posibilidad está basada en que las curvas de materiales de base del tipo de granulometría gruesa indican una distribución general de finos a gruesos con la profundidad.

El "blowing" en materiales de base por si misma puede o no consistir un problema grave, aun cuando la formación de los huecos es dramática y ha recibido una atención cada vez mayor en los últimos años. En efecto, varios pavimentos construidos sobre bases de piedra triturada que sufrieron graves efectos correspondientes a la primera etapa, se encuentran aún en excelente forma después de varios años de servicio.

Los resultados obtenidos a través de estudios de campo indican que existe una buena correlación entre el "blowing" en cuando al número de juntas y grietas afectadas por él, y la formación de grietas transversales y de restricción. En varios casos, sin embargo, han ocurrido serios casos de agrietamiento donde existe el "blowing" en mínimo grado o francamente no existe.

Generalmente existe un retraso definido entre la aparición del "blowing" y la formación de grietas. Además, aquel no se incrementa de manera apreciable después de haberse iniciado, en efecto, hay evidencias que indican que la actividad del "blowing" decrece y en algunos casos se estaciona o cesa después de un período de varios años. El incremento en la acción del "blowing" con la edad puede ser debido al agrietamiento y a la deformación subsecuente de las losas del pavimento. En otras palabras, tan pronto como el pavimento deja de estar en contacto íntimo con la base, puede aparecer el "blowing", pero tan pronto el pavimento se agriete y se produzcan fallas, la intensidad de la acción del "blowing" decrecerá.

Ninguna correlación aparente existe entre la extensión de la primera etapa del fenómeno y el demérito del pavimento. El demérito del pavimento solamente ocurre hasta después que la acción ha progresado hasta la segunda etapa de su desarrollo.

Efecto del Tipo de Base. El "blowing" en su más alto grado y el demérito estructural subsecuente, se producen en aquellos materiales de base mal gradua

dos, tales como las gravas mal graduadas que contienen un exceso de arena y finos. Las bases de piedra triturada y relativamente bien graduada son poco o nada susceptibles al "blowing". Algunas de las bases de grava más antiguas fueron construidas usando materiales bien graduados y han mostrado muy pocos desperfectos.

Para una granulometría dada del material, el porcentaje de finos o material que pasa la malla # 200 que es usado, afecta al funcionamiento de la base. Las juntas en las que se presenta el "blowing" están casi siempre situadas sobre el material que contiene entre 3 y 4% de finos que en aquellas zonas en las que no existe el citado efecto. La cantidad de finos permisible sin embargo, es una función del tamaño máximo del agregado, lo cual se ilustra cuando se comparan las arenas con las gravas, ya que las arenas que contienen hasta 14% de finos trabajan satisfactoriamente, mientras que las gravas se comportan de una manera poco satisfactoria si contienen más del 10% de finos, véase la tabla 6.3. Para bases de agregados gruesos comparables, puede permitirse un contenido mayor de finos aparentemente en bases de piedra que de grava, lo cual puede atribuirse a un elevado coeficiente de permeabilidad en las bases de piedra, aunque también, la forma de las partículas tienen su influencia.

Se ha demostrado definitivamente que para que ocurra el "blowing" se requiere una lámina de agua entre la base y el pavimento. No existe evidencia de que el agua es obligada a circular por la subrasante a causa de las repeticiones de la carga y la profundidad de la mencionada lámina de agua aparentemente no influye. Los resultados al respecto no indican que un tipo de material de base se comporte de una manera más satisfactoria que otro, con tal que ambos tengan una granulometría adecuada.

Repetición de Cargas y Capacidad Estructural. En la figura 4.4 se muestra que la presencia de las grietas de restricción y transversales está influenciada en alto grado de tránsito. Es necesario reconocer que la distribución del tránsito con el tiempo es importante y que este factor no es tomado en cuenta cuando se consideran las cargas por rueda equivalente, tal como aparece en la figura mencionada. Por ejemplo, en algunas carreteras, el tránsito pesado se concentra durante las primeras horas de la mañana, y que es precisamente cuando las losas del pavimento están combadas hacia arriba en los

bordes y esquinas ocasionando tal situación que el pavimento se sujete a un mayor estado de esfuerzos, para cargas del mismo orden que durante las últimas horas de la tarde. Parece razonable, suponer que la distribución del tránsito en el transcurso del día será la misma para la mayoría de las carreteras y que la única variable que interviene en el análisis será el número de aplicaciones de carga.

Los estudios acerca del bombeo realizados en el laboratorio, han mostrado que la magnitud de la presión aplicada tiene un efecto mayor sobre las variables estudiadas, con una presión mayor tendiente a producir mayores deformaciones, una contaminación mayor y un efecto acelerado del bombeo tanto en la subrasante como en la base, que con presiones pequeñas, véase la figura 6.7. Se recomienda por lo tanto, que dentro de las limitaciones económicas, es benéfico reducir las presiones de contacto entre el pavimento y la base incrementando el espesor de las losas que lo constituyen.

El efecto de las cargas repetidas se ha demostrado que aumenta proporcionalmente la deformación total de la estructura formada por la subrasante y la base, para todos los especímenes probados.

El contacto del pavimento está considerado como uno de los factores más importantes que afectan su funcionamiento. Al respecto puede observarse en la figura 6.8 que la deficiencia en el contacto ocasiona una deformación mayor y a la vez un mayor bombeo que cuando el pistón se conserva en contacto con la base o subrasante durante la prueba de laboratorio, siendo obvio que por lo tanto, que cualquier medida tendiente a garantizar el contacto íntimo entre el pavimento y la subrasante, tendrá efectos benéficos. El alabeo o comado de las losas son fenómenos difíciles y problemáticos, por lo que debérseles especial consideración, así como a obtener una compactación apropiada y un buen acabado de las bases.

Pendiente alineamiento y Geometría. Las secciones en corte generalmente muestran un efecto de "blowing" considerablemente menor que las secciones en pendiente y ligeramente menor que las secciones en terraplén. Esto es probablemente debido a la mayor utilización de bases drenadas en las secciones en corte que en terraplén y en pendiente. La frecuencia con que aparecen grietas en el pavimento es generalmente bastante mayor en las secciones en corte que en las otras dos.

Las curvas horizontales y verticales también parecen influir en la aparición del "blowing" en los pavimentos para carreteras. En las curvas horizontales se presentan los casos más serios en el lado interior de las curvas.

Esto es probable que ocurra porque el tránsito se concentra en esa zona del pavimento en las curvas. En las curvas verticales el "blowing" es más severo en los puntos bajos de las curvas, aunque también ocurren algunos casos graves en los puntos altos.

Clima. El clima tiene un efecto inmediato sobre el "blowing" en bases en las que la infiltración superficial es la causa por su rigor en cualquier tiempo. Cuando se consideran todos los efectos del clima sobre el comportamiento del pavimento, no se observan diferencias notables.

En el Estado de Indiana, los pavimentos localizados en la parte Norte del mismo, han sufrido algunos desperfectos más que los de la zona Sur. La primera zona es también la que tiene el mayor tránsito, de manera que el efecto del tránsito y del tipo de base no permitan apreciar el efecto del clima aisladamente. Para tránsitos del mismo orden y tipos de base comparables, todos los tipos de subrasante se comportan bien aparentemente, aunque con varias excepciones, como en el caso de piedra triturada empleada como material de base sobre caliza residual altamente plástica. Estos pavimentos generalmente han mostrado considerablemente mayores desperfectos con menor tránsito, que los construidos sobre subrasante de arcilla limosa.

#### RESUMEN.

El bombeo en los pavimentos rígidos construidos sobre subrasante naturales es producido por una combinación de varios factores, entre ellos el empleo de suelos de granulometría fina, un elevado número de repeticiones de cargas pesadas y la existencia de agua inmediatamente bajo las losas del pavimento. En la mayoría de los estados se ha observado actividad en el bombeo en pavimentos de concreto en años anteriores, pero muchos estados reconocen actualmente que el bombeo ya pasó a ser un problema de menor importancia en años recientes.

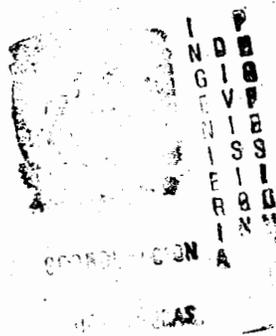
El bombeo está principalmente asociado con los suelos finos y plásticos, sin embargo, también se encuentra en zonas donde los suelos son moderadamente plásticos. La susceptibilidad al bombeo en los suelos varía en la misma forma

y orden que los dados por la mayoría de los sistemas de clasificación de suelos, en otras palabras, los suelos más susceptibles son las arcillas de alta plasticidad, mientras que los menos susceptibles lo son los materiales granu-  
lares.

Los procedimientos de diseño que pueden adoptarse para reducir el bombeo son el uso de buenos materiales para base y unas consideraciones apropiadas para el diseño adecuado de las losas del pavimento. La capacidad estructural del pavimento tiene un gran efecto sobre el bombeo en que éste es más notorio en las juntas de expansión y en los pavimentos sobrecargados. Las deformaciones son importantes cuando se considera la potencialidad del bombeo en suelo fi-  
nos puesto que pueden originarse presiones de reacción elevadas que puedan -  
acelerar la acción del bombeo. Se concluye entonces que las consideraciones-  
de diseño tendientes a reducir tales deformaciones y las subsecuentes presio-  
nes de reacción, también reducirán el bombeo.

Entre tales consideraciones conviene señalar el incremento de la capacidad -  
estructural del pavimento mediante el aumento en el espesor, el uso moderado  
de las juntas de expansión y el empleo de elementos adecuados para la trans-  
misión de las cargas.

El uso de bases de materiales limpios y bien graduados controlará efectiva -  
mente el bombeo. El empleo de bases mal graduadas que contengan un exceso de  
finos puede originar el "blowing".



## CAPITULO V

DETERMINACION DE LA RESISTENCIA DEL SUELO Y DE  
OTRAS PROPIEDADES DE LOS MISMOS, DE LA BASE Y-  
DE LOS MATERIALES PARA PAVIMENTACION.

Se han especificado muchas pruebas para determinar las propiedades de resistencia de los suelos; en su mayoría ellas son arbitrarias, y su utilidad radica en la correlación de los resultados de las mismas con el funcionamiento real en el campo. Finalmente, muchos de los procedimientos de las pruebas de los suelos han sido estandarizados, y tales procedimientos deben seguirse al pie de la letra para obtener resultados reproducibles.

En general, la resistencia del suelo depende de la densidad o peso volumétrico, contenido de agua y textura del mismo. Los incrementos en el peso volumétrico generalmente son acompañados de incrementos en la resistencia, mientras que los incrementos en el contenido de agua a su vez, están acompañados generalmente por decrementos de la resistencia. Sin embargo, el contenido de agua y el peso volumétrico están interrelacionados, y en algunos casos es posible producir un decremento en la resistencia del suelo incrementando el peso volumétrico. Debido a esto, el uso de pruebas estandarizadas puede en ocasiones conducir a dificultades, y pueden interpretarse equivocadamente los resultados de las pruebas.

Las pruebas relativas al diseño de los pavimentos generalmente son del tipo estático, o bien pruebas en las cuales la carga es aplicada a una velocidad relativamente baja; lo cual en esencia puede conducir a valores bastante bajos, ya que las características esfuerzo - deformación unitaria de los materiales son afectadas por la velocidad de aplicación de las cargas; asimismo, los efectos de la repetición de las cargas son también muy importantes.

El uso de pruebas sencillas y arbitrarias para valorar las propiedades de resistencia de los suelos se justifica por el hecho de que el comportamiento de los suelos bajo cargas en movimiento es muy complejo y no existe un método de diseño verdaderamente racional. Cada una de las pruebas frecuentemente usada tiene tanto ventajas como desventajas, por consiguiente, no pueden establecerse reglas definidas para determinar el tipo de prueba por realizar, particularmente por el hecho de que los procedimientos de diseño-

están generalmente basados en una correlación de los valores de la prueba con el funcionamiento en el campo.

#### PRUEBAS DE PLACA

La prueba de placa ha sido desarrollada para valorar la capacidad para resistir cargas en la subrasante, bases y en algunos casos en el pavimento completo, utilizando placas de diámetro relativamente grande. Los resultados de las pruebas son aplicables al diseño de pavimentos rígidos y flexibles. Aunque el procedimiento de la prueba, métodos de análisis y aplicación de los resultados en el proyecto difieren en uno y otro caso, los procedimientos básicos de la prueba son similares y serán descritos en párrafos subsecuentes.

Para efectuar la prueba se usan placas circulares, la reacción para la carga es proporcionada por un equipo móvil pesado provisto de una viga de acero. La carga es aplicable a las placas por medio de gatos hidráulicos y la deformación de las mismas se mide por medio de extensómetros, colocados generalmente cercanos al bordo y en número de tres. Para reducir el pandeo deberá usarse una serie de placas de diferentes diámetros colocadas en forma piramidal. Para placas de 30 pulgadas de diámetro, generalmente se usan otras de 24, 18 y 12 pulgadas de diámetro sobre la primera y la carga se aplica sobre la de 12 pulgadas, véase la figura 8.1.

Es fundamental que el soporte de los extensómetros esté situado lo más distante que sea posible del área cargada, teniendo como mínimo 15 pies; esto es posible si se sujetan los extensómetros a una viga apoyada fuera del área cargada.

#### EFFECTOS DEL TAMAÑO DE LA PLACA.

La carga unitaria que la placa puede soportar depende de la relación perímetro sobre área y de la resistencia del suelo. La carga unitaria que la placa puede resistir a una deformación determinada se obtiene por la ecuación 8.1:

$$p = n + m \frac{P}{A} \quad (8.1)$$

donde

$p$  = carga unitaria

$n, m$  = valores empíricos obtenidos en la prueba

$P/A$  = perímetro entre área.

Esta fórmula está basada en relaciones empíricas y es correcta para suelos que no sigan la teoría elástica. Para determinar los valores de  $m$  y  $n$ , deben efectuarse pruebas para cada suelo con dos diferentes tamaños de placas por lo menos y hasta alcanzar la misma deformación. La figura 8.2f muestra la relación típica entre la carga unitaria y la relación del perímetro al área.

Puesto que la carga unitaria que una placa puede soportar es función de las dimensiones de ésta, se aconseja emplear placas de un tamaño estándar; las de 30 pulgadas de diámetro son las que se emplean generalmente. Sin embargo, para el diseño de pavimentos flexibles, deberá usarse placas cuya área sea igual al área de contacto de la llanta.

#### Módulo de Reacción de la Subrasante.

La determinación del módulo de reacción de la subrasante se realiza en el campo sobre un tipo representativo de la misma, y generalmente estando el suelo con su contenido natural de humedad. En la prueba se emplea una placa de 30 pulgadas de diámetro generalmente y se sujeta la subrasante a presiones conocidas mediante un sistema de aplicación de la carga y un gato hidráulico calibrado, todo ello a una velocidad escogida de antemano.

El módulo  $k$  es calculado por medio de la ecuación 8.2

$$8.2 \quad k = \frac{p}{\Delta}$$

donde  $p$  = carga unitaria, sobre la placa en psi.

$\Delta$  = deformación de la placa en pulgadas.

Es necesario, para poder seguir el análisis de Westergaard, seleccionar un valor para el módulo de reacción del suelo que dará los resultados más satisfactorios de diseño. Un estudio de los resultados de muchas pruebas indica que los valores más representativos de  $k$  pueden obtenerse usando una intensidad de 10 psi.

Generalmente no es práctico realizar las pruebas en el campo sobre suelos representativos de la subrasante con varios pesos volumétricos y contenidos de agua, que sean las condiciones aproximadas de servicio esperadas. Por lo tanto es necesario que el valor de  $k$  obtenido en el campo sea corregido por tomar en cuenta las condiciones de la subrasante más desfavorables que espere llegarán a presentarse. Esto puede hacerse realizando primero en

el laboratorio una prueba de consolidación o de compresión simple en una muestra de suelo de la subrasante con el contenido de agua y el peso volumétrico imperantes durante la prueba de campo. Se determina la deformación producida a la muestra con una carga de 10 psi en el laboratorio; a continuación se satura una segunda muestra igualmente compactada y se somete a una carga de 10 psi. Se supone que la relación de las deformaciones en ambas muestras será aproximadamente la misma que las correspondientes en el campo en idénticas condiciones. Por lo tanto puede determinarse un valor modificado de  $k$  para el diseño del pavimento mediante la fórmula 8.3.

8.3

$$k = \frac{d}{d_s} k_u$$

Una losa existente de un pavimento puede en ocasiones cargarse para determinar el valor de soporte del suelo de la subrasante. Tanto el área de la losa deformada como el monto de la deformación deben ser conocidos para determinar el volumen del desplazamiento bajo varias cargas, requiriéndose para tal objeto varios instrumentos. Cuando se usa este método, se calcula  $k$  por la relación de la carga total en libras al volumen total del desplazamiento, en pulgadas cúbicas. Este método también requiere un gato de mayor capacidad y cargas mayores que las requeridas para el caso general de la placa de 30 pulgadas.

Cuando se prueban materiales con un alto valor del módulo, se produce un ligero pandeo de la placa. De esta manera, el volumen desplazado difiere del determinado por los extensómetros colocados en el borde de la placa; estos valores pueden corregirse por pandeo usando los datos contenidos en la figura 8.3.

#### Tipos Básicos de Prueba.

Las pruebas de placa pueden realizarse usando procedimientos variables que dependen de la deformación deseada. En todos los casos, cuando una carga es aplicada a la placa, ésta se deforma de acuerdo con la relación general mostrada en la Figura 82a. Para obtener la deformación verdadera para cada incremento de carga, ésta debe mantenerse sobre la placa hasta que cese toda deformación apreciable. El tiempo requerido para cada deformación puede determinarse dibujando la curva tiempo - deformación a medida que la prueba

transcurre. Las nuevas cargas solamente se aplican hasta después de que la curva se ha vuelto francamente horizontal, lo que generalmente ocurre cuando la velocidad de deformación se acerca a 0.002 pulgadas por minuto.

En algunos casos se desea determinar los valores relativos de las deformaciones elásticas y plásticas permanentes. Para realizar esto, se aplican cargas de intensidad variable y se mantienen hasta que ha cesado toda deformación. A continuación se eliminan y se aplican otras mayores hasta que se obtiene una curva como la de la Figura 8.2d. Después de que la carga total final es aplicada, ésta se reduce en los mismos incrementos para obtener el ciclo de recuperación. Esta prueba puede también efectuarse para obtener valores de cargas cíclicas, véase la Figura 8.2d. Los resultados de la carga y recuperación son extraordinariamente útiles para determinar las propiedades elásticas de la subrasante.

#### Procedimiento de la Prueba.

Para determinar el valor de  $k$  para el diseño de pavimentos rígidos, deberán usarse placas estándar de 30 pulgadas, pero para el proyecto de pavimentos flexibles, las dimensiones de la placa deberá determinarse en función de la carga por rueda de proyecto.

Únicamente deberán usarse placas rígidas circulares. Suponiendo que la diferencia entre la presión de contacto con el pavimento y la presión de inflado es despreciable, y conociendo la presión de inflado de proyecto y de la carga por rueda de proyecto, puede calcularse el diámetro de la placa para prueba de pavimentos flexibles.

Generalmente las pruebas se llevan a cabo directamente sobre la base sin confinar o sobre la subrasante en iguales condiciones. Sin embargo, se recomienda tener en algunos casos datos adicionales de pruebas efectuadas sobre la carpeta y la base en condiciones de confinamiento. Para asegurar una superficie que proporcione un contacto íntimo y un apoyo completo, la placa se coloca sobre una mezcla limpia de arena o yeso de Paris. Además es fundamental que la placa esté perfectamente nivelada al iniciar la prueba. Los extensómetros deben colocarse cerca del borde de la placa mayor, de preferencia en número de tres con espaciamientos regulares y deberán estar sostenidos firmemente a algún dispositivo de sujeción anclado a alguna dis-

tancia del área cargada, de manera que puedan medirse las deformaciones verdaderas de la placa.

El equipo esencial incluye:

Un gato hidráulico y manómetro acoplado, ambos de suficiente capacidad.

Extensómetros.

Un dispositivo de sujeción de los extensómetros.

Un elemento para aplicar la carga tal como un trailer cargado, un camión, una escrepa u otro equipo pesado. La carga total máxima sobre la placa nunca debe ser menor que la máxima carga por rueda esperada.

Para obtener mejores resultados, el máximo incremento de la carga no deberá exceder del 10% de la máxima carga por rueda. Cada incremento debe mantenerse hasta que la velocidad de la deformación es despreciable, que generalmente es de 0.002 pulgadas por minuto. Cuando se alcanza la carga total, debe reducirse por decrementos de igual magnitud que los incrementos.

Deben obtenerse suficientes datos de la capacidad de soporte considerando las características físicas de los materiales de la base y de la subrasante. Estos datos deben incluir como mínimo, la granulometría, contenido de agua, peso volumétrico y límites de Atterberg, y deben usarse como auxiliares en la interpretación de la prueba de placa. Las muestras deben obtenerse corrigiendo los datos por saturación de la subrasante.

Si se llevan a cabo pruebas cíclicas, puede seguirse el procedimiento anterior, excepto cuando la carga es reducida después de cada segundo incremento de la carga.

El módulo de reacción de la subrasante  $k$  es determinada en la misma manera, pero para este caso una carga exactamente de 10 psi es aplicada y debe mantenerse hasta que todo asentamiento apreciable haya tenido lugar.

#### PRUEBA DE COMPRESION TRIAXIAL

La finalidad de la prueba de comprensión triaxial es determinar la resistencia al esfuerzo cortante de un suelo bajo presión lateral.

Para valorar un suelo de subrasante por medio de su resistencia al esfuerzo cortante mediante una prueba al respecto, es necesario simular en un espécimen cilíndrico utilizando el aparato mostrado en la Figura 8.4. Aunque solamente se aplican esfuerzos de compresión el espécimen generalmente fa -

lla por esfuerzo cortante, por lo que la prueba se denomina triaxial de esfuerzo cortante. En algunos casos la falla ocurre por abombamiento.

Puede tomarse de la subrasante una muestra inalterada o prepararla en el laboratorio para simular, dentro de límites económicos, las peores condiciones esperadas durante la vida de la estructura del pavimento.

Resistencia al Esfuerzo Cortante.

La estabilidad inherente de un suelo es representada por la ecuación general de Coulomb:

8.4

$$s = c + \sigma \tan \phi$$

El uso de la ecuación de Coulomb para representar la estabilidad interna está basada en la hipótesis de que la resistencia interna del material es una función de la resistencia al esfuerzo cortante debida a la fricción interna. Se supone además que la cohesión y la fricción interna pueden combinarse en una componente sencilla del esfuerzo cortante.

El aspecto de la resistencia al esfuerzo cortante de los suelos es extraordinariamente complejo, particularmente desde el punto de vista del diseño de los pavimentos. Si se permite un drenaje total de la muestra durante la prueba, el agua puede entrar o salir de los poros y el suelo se comportará esencialmente como se expresa en la ecuación 8.4. Las arcillas blandas y saturadas se comportarán como si no poseyeran fricción interna, y la ecuación de Coulomb se transforma:

8.5

$$s = c$$

La resistencia al esfuerzo cortante de materiales no cohesivos puede escribirse:

8.6

$$s = \sigma \tan \phi$$

Los datos de la prueba triaxial pueden usarse para determinar los valores apropiados de la cohesión y la fricción, llevando a cabo una serie de dos o más pruebas a diferentes presiones laterales de confinamiento. Para los fines de diseño de pavimentos, las presiones laterales de 0, 10 y 20 psi darán los resultados deseados. Los valores de la presión de confinamiento y de la presión total vertical en la falla se grafican y se dibujan círculos por estos puntos, véase la Figura 8.5b. La línea que es tangente a los círculos dibujados se llama envolvente de ruptura de Mohr, y los valores de la

cohesión y del ángulo de fricción pueden determinarse a partir de esa línea, como se indica en esta figura.

Las arenas secas tienen ángulos de fricción interna que varían entre 28 y 35 grados. Para limos y arenas limosas, el ángulo de fricción interna variará entre 15 y 25 grados, mientras que para arcillas blandas saturadas, el ángulo de fricción interna será nulo. Para arcillas parcialmente saturadas, el ángulo de fricción interna variará entre 0 y 30 grados aproximadamente. Los materiales con grava tienen ángulos de fricción interna tan altos como 40 a 60 grados, dependiendo de la angularidad de las partículas.

#### Módulo de Deformación.

Para el diseño de pavimentos flexibles, se usa el concepto de módulo de deformación. Este módulo se calcula para la parte recta de la curva esfuerzo deformación unitaria. Para la mayoría de los casos, sin embargo, tal curva no tendrá segmentos rectos, siendo toda curva, ver Figura 8.5f. Para este caso el módulo de deformación se calcula en algún punto arbitrario, generalmente el correspondiente a un esfuerzo igual al que existirá en el pavimento con el estado de esfuerzos que se supone se presentará. Por ejemplo, si el esfuerzo vertical bajo un pavimento se dice que es de 10 psi, el módulo de deformación es igual a 10 psi, dividido entre su correspondiente deformación cuyo valor obtenido de la prueba triaxial.

#### Tipos Básicos de Prueba.

Las pruebas triaxiales pueden llevarse a cabo de varias maneras, de acuerdo con el tipo de datos necesarios. Las pruebas rápidas son aquellas en las que la carga vertical es aplicada rápidamente sin permitir el drenaje de la muestra durante la prueba; la carga se aplica a una velocidad de 0.05 pulgadas por minuto.

Las pruebas consolidadas rápidas son aquellas en las que se permite el drenaje de las muestras durante la aplicación de la presión de confinamiento, pero éste se impide durante la aplicación de la carga axial, la cual se aplica rápidamente. Las pruebas consolidadas lentas son aquellas en las que la muestra puede drenarse durante la prueba, pero además la carga es aplicada lentamente permitiendo que la muestra se consolide bajo cada incremento de carga.

Las pruebas rápidas deben gobernar el diseño de los pavimentos, debido a que las cargas aplicadas a los pavimentos son de tipo móvil y existe la incertidumbre acerca de si se produce drenaje durante el ciclo de carga. En algunos casos se aconseja consolidar la muestra antes de aplicar una carga para simular la consolidación de la subrasante bajo el pavimento.

#### Procedimiento de la Prueba.

Las pruebas triaxiales pueden llevarse a cabo con muestras remoldeadas o inalteradas. Si las primeras van a ser probadas, debe realizarse previamente una serie de pruebas de compactación con objeto de determinar el contenido óptimo de humedad y el peso máximo volumétrico del suelo. Las muestras pueden compactarse para las condiciones requeridas de peso volumétrico y humedad y pueden saturarse por inmersión en agua o por técnicas de saturación por vacío.

Durante el proceso de compactación debe tenerse la precaución de que la muestra sea uniforme en toda su altura y con poca o ninguna variación en su peso volumétrico, lo cual se puede conseguir mediante un proceso de compactación combinado, estático y por impactos. En la mayoría de los casos es aconsejable realizar un número de pruebas mínimo, que puede ser o tres o cuatro, bajo varias condiciones de presión lateral, para poder dibujar la envolvente de ruptura de Mohr.

Para el diseño de pavimentos se recomienda llevar a cabo la prueba rápida. El espécimen debe cubrirse con una membrana de hule, asegurando que ésta cubra perfectamente la base y el cabezal de prueba; todas las válvulas deben estar cerradas.

Los especímenes son generalmente cargados de manera que se obtenga una velocidad de deformación constante de 0.05 pulgadas por minuto aproximadamente. Sin embargo, este valor puede variarse para satisfacer cada condición; el tiempo total de la prueba debe ser aproximadamente de diez minutos.

En la prueba convencional, es necesario agregar a la presión de confinamiento el esfuerzo desviador para determinar la carga total unitaria en la falla, véase la Figura 8.5a. El esfuerzo vertical  $\sigma_v$  puede determinarse por medio de las ecuaciones 8.7 y 8.8.

8.7

$$\sigma_1 = \frac{P(A - \delta)}{A}$$

donde

 $\sigma_1$ 

= esfuerzo desviador

P = carga desviadora aplicada (libras o kilogramos)

A = área original de la sección transversal

 $\delta$  = deformación unitaria.

8.8

$$\sigma_1 = \sigma_2 + \sigma_3$$

donde

 $\sigma_1$ 

= esfuerzo total vertical

 $\sigma_3$ 

= esfuerzo de confinamiento

La figura 8.6 muestra una fotografía de la celda a presión de Texas que está idealmente arreglada para realizar económicamente un gran número de pruebas. El aparato consiste de un cilindro de acero inoxidable en cuyo interior hay una membrana de hule. Para la celda, el esfuerzo vertical  $\sigma_1$  es igual a los valores determinados por la evacuación 8.7 puesto que la presión de confinamiento no es aplicable a la parte superior del espécimen. Las presiones laterales son aplicadas por medio de aire comprimido entre el cilindro y la membrana de hule. Las cargas se aplican mediante una placa de acero o de una piedra porosa en los extremos del cilindro. El procedimiento tiene como desventaja que entre la membrana de hule y la base y cabezal existe una pequeña fricción. Además, si la deformación de la muestra es grande, ésta es susceptible de abombarse de tal manera que la deformación de la misma se ve restringida cuando la muestra hace presión contra las paredes del cilindro.

#### PRUEBA DE VALOR RELATIVO SOPORTE (CBR)

Esta prueba generalmente denominada CBR, es una prueba de penetración en la cual un pistón estándar, con una sección transversal de 3 pulgadas cuadradas, penetra en el suelo a una velocidad estándar de 0.05 pulgadas por minuto. La carga unitaria correspondiente a cada 1/10 de pulgadas de penetración, hasta alcanzar 0.5 pulgadas, se registra y se calcula el valor del CBR como la relación de una carga unitaria elegida arbitrariamente y una carga estándar. Los valores estándar fueron obtenidos probando un material de piedra triturada de alta calidad y son los siguientes:

0.1 pulgadas de penetración    1 000 psi

0.2 pulgadas de penetración    1 500 psi

0.3	pulgadas de penetración	1 900	psi
0.4	" " "	2 300	"
0.5	" " "	2 600	"

La carga unitaria que generalmente es tomada para el diseño es la correspondiente a una penetración de 0.1 pulgadas; sin embargo, en algunos casos pueden usarse otros valores. Por regla general, el valor CBR decrece a medida que el valor de la penetración aumenta. En algunos casos sin embargo, el valor correspondiente a una penetración de 0.2 pulgadas puede ser mayor que el correspondiente a una penetración de 0.1 pulgadas, en cuyo caso se usa el primer valor.

Todos los pasos de esta prueba han sido estandarizados, tales como la inmersión en agua de la muestra por un período de cuatro días para saturar el suelo y el uso de pesas como sobrecarga durante la prueba. El cilindro en el que se realiza la prueba del suelo tiene un diámetro un poco menor que 2 pulgadas, los pesos de la sobrecarga, que se estiman para producir una presión igual a la que existirá finalmente en el pavimento sobre el suelo, se colocan sobre la muestra durante el proceso de saturación y de la prueba para simular el paso del pavimento durante tales procesos y evitar la expansión alrededor del pistón durante la prueba. En la Figura 8.7 se muestra el equipo necesario para la prueba de CBR.

Esta prueba tiene muchas limitaciones principalmente debido a su naturaleza arbitraria. Por lo tanto, es fundamental que los procesos estandarizados se sigan al pie de la letra. Cualquier diferencia entre la velocidad de aplicación de la carga, dimensiones del pistón, y dimensiones de la muestra compactada puede desvirtuar los resultados de la prueba.

**Tipos Básicos de la Prueba.**

Los principales factores del suelo que afectan al CBR son la textura, humedad y peso volumétrico. Los procedimientos de prueba empleados dependerán fundamentalmente del tipo de material ensayado. Los suelos granulares no son afectados fuertemente por la expansión durante el proceso de saturación y por lo tanto, las pesas de sobrecarga no tienen gran importancia durante esta etapa de la prueba. No ocurre lo mismo con suelos arcillosos, que son fuertemente afectados por las presiones de expansión, lo cual a la postre

obliga a que los valores del CBR dependan de la sobrecarga empleada durante el proceso de saturación. Las magnitudes de la sobrecarga son de extrema importancia durante el proceso de penetración de la prueba para materiales granulares, pero no lo son tanto tratándose de suelos finos. Como resulta de lo anterior, se usan dos tipos básicos de prueba.

Tratándose de suelos granulares, las muestras son generalmente compactadas con el contenido óptimo de humedad pero usando tres diferentes energías de compactación. Las determinaciones del CBR se realizan sobre muestras de material compactado con cada una de las tres energías específicas de compactación, véase la Figura 8.8. Debido a la naturaleza granular de los materiales, a menudo se obtienen resultados erráticos. Por lo tanto, deben prepararse por lo menos dos muestras de cada condición de contenido de agua y peso volumétrico, promediando posteriormente los valores del CBR obtenidos en ambos especímenes.

Para suelos finos, generalmente se hace una serie de CBR para varias condiciones de humedad y peso volumétrico, para lo cual se compactan muestras del suelo usando tres diferentes energías específicas de compactación y varios contenidos de agua. La Figura 8.9 muestra los resultados típicos obtenidos en un material arcillo limoso. En la gráfica inferior izquierda aparecen las relaciones entre la humedad y el peso volumétrico obtenidas durante la compactación de las muestras. Las curvas superiores de la izquierda muestran los valores correspondientes del CBR para cada una de las muestras después del período de saturación de cuatro días.

#### Procedimiento de la Prueba del CBR.

El equipo para llevar a cabo esta prueba se muestra en la Figura 8.7. Consiste de un molde cilíndrico de 6 pulgadas de diámetro y alrededor de 8 pulgadas de altura, provisto de una placa de base y una extensión, las que pueden sujetarse en sus extremos. Dentro del cilindro se coloca un disco espaciador de tal manera que la altura de la muestra compactada sea de 4.5 pulgadas aproximadamente. Para determinar la expansión del suelo durante el período de saturación, se usa un extensómetro colocado sobre un tripié.

Todo el material retenido en la malla de 3/4" se elimina y se sustituye con una porción de material de la fracción contenida entre la malla de 3/4" y -

la No. 4. Se incorpora la cantidad adecuada de agua con el suelo y a continuación se compacta el suelo en el cilindro y sobre el disco espaciador el cual ha sido colocado en el fondo del cilindro. Para el diseño de pavimentos de aeropistas, generalmente se usa el pisón para el sistema modificado de compactación, de 10 lb de peso y 18 pulgadas de caída. El proceso de compactación modificada requiere la compactación en 5 capas de igual espesor y 55 golpes por capa.

Para materiales granulares o materiales cuya expansión es pequeña o nula, se obtiene una curva de compactación de acuerdo con el proceso anterior. Ninguno de los materiales debe volverse a usar para obtener los diferentes puntos de la curva. Los resultados se dibujan en la forma acostumbrada para la curva de humedad, peso volumétrico, y entonces se recompactan muestras adicionales con el contenido óptimo de humedad pero con 10, 25 y 55 golpes por capa respectivamente. La Figura 8.8 muestra una serie típica de resultados obtenidos en un material de base de grava bien granulada.

Los suelos que son susceptibles de sufrir expansiones durante el período de saturación, requieren una modificación que incluye la compactación de muestras en un amplio rango de condiciones de humedad y peso volumétrico. No se obtienen curvas de peso volumétrico y humedad iniciales, sino que a medida que se obtienen las curvas de compactación, cada muestra moldeada a un contenido de agua específico se somete a la prueba del CBR después de un período de saturación de 4 días.

Después de que cada espécimen para la prueba de CBR en compactado, el molde se invierte y la placa de base se quita y se coloca en el extremo superior. El disco espaciador se quita y se obtiene el peso volumétrico. A continuación se coloca sobre el espécimen una placa con un dispositivo ajustable a manera de vástago; las pesas de sobrecarga, que proporcionarán una presión de intensidad tal que simule la presión real bajo el pavimento terminado, se colocan sobre la placa anterior antes de saturar. Puesto que es necesario estimar el valor de los pesos de la sobrecarga, y puesto que las intensidades exactas de las presiones no pueden determinarse hasta que se diseñe el pavimento, los pesos variarán entre más o menos 5 libras del peso anticipado, empleándose como mínimo 10 libras. Las muestras son a continuación sumergidas en agua manteniendo un tirante de 1 pulgada sobre la

parte superior del espécimen. Por medio del extensómetro se hacen las lecturas necesarias para determinar la altura inicial del espécimen. Se permite que los especímenes se saturen durante un período de 4 días, durante los cuales el agua penetra por cualquiera de los extremos. En algunos casos el período de inmersión es más corto, por ejemplo, cuando se prueba un suelo extraordinariamente permeable. Después del período de cuatro días se tomarán las lecturas adicionales de la expansión.

A continuación las muestras se sacan del tanque de saturación, toda el agua libre se elimina durante un período de 15 minutos y finalmente se somete la muestra a la prueba de penetración. Las pesas de sobrecarga, iguales a las usadas durante el período de saturación, se colocan también durante la penetración. El pistón es asentado con una carga inicial de 10 libras, todos los extensómetros son colocados en cero y a continuación la carga es aplicada con una velocidad uniforme de 0.05 pulgadas por minuto, tomando las lecturas a cada 0.1 pulgadas de penetración. Al final de la prueba de penetración, se obtienen las humedades del material situado dentro de la pulgada superior del espécimen así como una que represente un promedio de todo el espécimen. Se aconseja determinar al espécimen su peso volumétrico después del período de saturación.

Generalmente la curva refuerzo de deformación unitaria obtenida de la prueba de penetración tendrá la forma de una línea recta para penetraciones bajas, y tenderá a curvarse hacia abajo ligeramente para mayores penetraciones. En algunos casos, sin embargo, la curva carga penetración será cóncava hacia arriba para bajas lecturas, si el pistón no fue colocado perpendicular con la muestra al iniciarse la prueba. Cuando se presenta este caso, es necesario corregir la curva desplazando el origen a la derecha. Los valores de CBR se conocen como valores corregidos cuando esta corrección ha sido aplicada a la curva.

#### Pruebas de CBR en el Campo.

Muchas veces es necesario comprobar los valores de CBR obtenidos en el laboratorio con los obtenidos durante la construcción, para lo cual es necesario efectuar una prueba de campo, como se muestra en la Figura 8.10. Básicamente la prueba es la misma que la realizada en el laboratorio, en la cual se usa un pistón estándar y además las pesas de sobrecarga que se colo-

can, son iguales a la intensidad de la presión sobre el suelo ejercida por el pavimento. Debe cuidarse de realizar la prueba de CBR de tal manera que la deformación medida se obtenga con extensómetros sujetos a puntos fuera totalmente del área cargada.

En algunos casos, la correlación entre los valores de las pruebas de campo y de laboratorio es errática, lo cual es particularmente cierto tratándose de materiales granulares, en los cuales el efecto de confinamiento en el laboratorio juega un papel muy importante en la prueba. Sin embargo, para materiales arcillosos y para idénticas condiciones de humedad y peso volumétrico, las dos pruebas arrojarán esencialmente los mismos resultados. Debe guardarse en mente que las pruebas realizadas en el campo se llevan a cabo con la humedad natural mientras que en laboratorio se efectúan en condiciones de saturación. Por lo tanto al establecer las correlaciones entre ambas pruebas, deben corregirse los valores de campo por saturación.

Pruebas sobre Muestras Inalteradas.

Estas pruebas se usan a menudo para correlacionar los resultados de las pruebas de campo con los del laboratorio. Las muestras inalteradas se usan también para el diseño donde la condición de no compactación gobierna sobre los valores de la prueba. Las muestras inalteradas se obtienen excavando un foso en el centro del cual se deja un pedestal de suelo, ver la Figura 8.11, a continuación se labra cuidadosamente y se coloca un cilindro de acero, llenando los huecos entre éste y el suelo con parafina. Este procedimiento requiere de una paciencia y cuidados considerables de parte del operador. En el laboratorio se efectúan los procesos de saturación y penetración estándar sobre este material.

CAPITULO VI  
CAPA SUBRASANTE

Es necesario considerar en primer término que las características de la capa subrasante son casi siempre determinantes del comportamiento del pavimento en general. Las propiedades que deben tomarse en cuenta de esta capa consisten esencialmente su resistencia a los esfuerzos, facilidad de compactación, drenaje y su permanencia de compactación y de resistencia. Es necesario hacer un estudio completo y perfecto en lo posible de los suelos en donde se va a pavimentar con el objeto de tener un conocimiento real de las condiciones bajo las cuales quedará constituida la capa subrasante, lo cual permitirá comprender con mayor perfección el diseño del pavimento. El suelo tiene un alto grado de variaciones en sus propiedades que interesan al ingeniero de caminos; la inter-relación de su estructura, peso específico, contenido de agua y de su resistencia resulta sumamente compleja; y en particular es difícil precisar su comportamiento cuando se le somete a la repetición de cargas. Debido a la complejidad del problema no es posible establecer reglas que sean aplicables para todos los casos. No obstante, es posible formular técnicas y procedimientos que pueden ofrecer resultados satisfactorios si los principios que incluye el diseño de capa subrasante son ampliamente asimilados por el ingeniero.

Se debe efectuar una investigación del suelo determinando los diversos tipos por medio de exploraciones empleando posteadoras, gusanos o con cualquier barreno apropiado. Estos sondeos exploratorios se hacen a distancias variables pero que por término medio se hacen cada 60 m. y hasta 100 m., con una profundidad mínima de 3.0m. Debido a que no es posible que se hagan pruebas en detalle de todos los suelos que se van encontrando es necesario que el ingeniero tenga cierta confianza aprovechando los principios que norman las formaciones de los suelos. El programa exploratorio puede estar reforzado a través de una adecuada interpretación de los fundamentos de la evolución de los horizontes y el concepto relacionado con las áreas de material original y de roca "madre". En ciertas ocasiones será necesario explorar la capa subrasante a través de extracción de muestras inalteradas ya sea de pozos a cielo abierto o bien empleando muestreadores de tamaños adecuados (diámetros) apoyándose en una técnica de muestreo eficiente, que

ofrezca una cierta garantía de que el suelo se altere lo menos posible.

Siempre que se encuentren materiales suaves o inaceptables se requiere que la exploración se profundice más hasta llegar a un material que pueda llenar los requisitos en un problema particular, de manera que al mismo tiempo se estime la magnitud de la excavación y el desperdicio que se pueda tener. Se deben encontrar los contenidos naturales de agua, y las características de plasticidad en todas las muestras representativas y formar el perfil a lo largo del centro del camino. Estos resultados ayudarán al ingeniero que está encargado de diseñar el pavimento.

En el caso de los aeropuertos, en que se tienen áreas limitadas en cuanto a la longitud, el problema es menos agudo cuando se hacen estas exploraciones para determinar las características y los valores de resistencia en la capa subrasante. En caminos, cuando la carretera atraviesa diferentes formaciones, el problema se presenta cuando se tiene que seleccionar un cierto valor de resistencia que sea representativo de toda esa variación. La solución más simple consiste en asignar un valor promedio que cubra prácticamente todas las condiciones en que se encuentra el suelo. Esta manera de proceder conduce indudablemente a resultados muy conservadores en algunas partes mientras que en las demás se llega a un diseño escaso. De cualquier manera el mejor procedimiento sería aquel en que los diversos materiales sean clasificados de acuerdo con su origen y coadyuvar a este propósito empleando los sistemas de clasificación que corrientemente están en uso. Por ejemplo, si se piensa en hacer una carretera que va a cruzar un valle sobre una ribera que consiste principalmente en formaciones aluviales sobre el fondo del río, una terraza de gravas en el valle, y depósitos glaciales en las partes elevadas en los lados del valle. Para esta situación lo más probable es que la carretera se construya por medio de terraplén en la zona donde se encuentra el depósito aluvial, luego se le dará una pendiente en la zona de gravas para pasar de aquí a un tramo de cortes en los suelos glaciales que se encuentran más elevados. Las investigaciones sobre la capa subrasante revelarán que se debe seguir un criterio independiente en el diseño donde se encuentran los depósitos glaciales; habrá otro criterio en la terraza de gravas, y así también otro sobre el diseño en el terraplén que cruzará las porciones de los fondos del río.

Aunque realmente no es un procedimiento económico construir pavimentos de espesor variable a través de las tres situaciones planteadas, obviamente se puede construir de una manera independiente de la capa subrasante, siendo diferente en los tres casos citados.

Resulta de trascendencia primordial que el ingeniero juzgue de los materiales hasta después de que se conozcan perfectamente los resultados de la exploración y de que el perfil de suelos quede perfectamente identificado; sólo en esta forma se podrán bosquejar las ideas relativas al diseño del pavimento. No pocas veces el tratamiento consiste en excavar todo el material deseado para ser substituidos por otro que llene los requisitos para una capa subrasante. Asimismo a veces se requiere que los materiales que formen la capa subrasante tengan un control de selección más exigente a fin de asegurar una capa adecuada en todos conceptos. Sea como fuere, debe evitarse una valuación de diseño arbitraria, estudiando al máximo los suelos y tomando en cuenta los factores determinantes.

#### RESISTENCIA, PESO VOLUMETRICO, CONTENIDO DE AGUA.

Sus inter-relaciones.

Es esencial obtener una compactación apropiada en la capa subrasante tanto en los pavimentos de caminos como en los aeropuertos. La compactación aumenta el peso específico del suelo con la consecuente disminución potencial del contenido de agua, aún en el caso de que sobrevenga una subsecuente saturación. La combinación de ambos factores contribuyen a una mayor resistencia en el suelo. Las características de los materiales se pueden describir de una manera simple y clara recurriendo a la observación de los resultados de las pruebas del tipo estándar de compactación. Por ejemplo, en la Figura No. 9.1 se presentan los datos típicos de la prueba estándar de compactación AASHO. Como se sabe, esta prueba se efectúa en el laboratorio con un cilindro de volumen igual a  $1/30$  de pie cúbico, con 25 golpes aplicados al material con un pisón de 5.5 lb. dejándole caer libremente a una altura de 12 pulgadas, operación ejecutada sobre cada una de las tres capas cuyos espesores son iguales. Si se ve la figura 9.1 se encuentra que para un esfuerzo de compactación dado, el máximo peso específico o volumétrico que se puede obtener para un cierto material es una función del contenido de agua. En la prueba el suelo se compacta a diferentes estados de humedad, obteniéndose los pesos volumétricos ( $\gamma_m$ ) pesando el material y midiendo su volumen. El peso volumétrico seco se obtiene por la siguiente expresión:

$$\gamma_d = \frac{\gamma_m}{1+w} \quad \text{--- (9.1)}$$

La curva para G + 100% de saturación representa la condición del cambio de los contenidos de agua cuando es nulo el volumen de huecos ocupados por el aire. Se determina por medio de la ecuación.

$$\gamma_d = \frac{S_s \gamma_w}{1+S_s} = \frac{\gamma_m}{1+e} \quad \text{--- (9.2)}$$

Debe hacerse notar que el contenido óptimo de agua no es un valor constante en cada suelo, sino que más bien varía con la energía de compactación. En la Figura 9.2 se muestran los efectos de la energía de compactación aplicada a una arcilla (CL). A medida que la energía se aumenta el resultado es que los pesos volumétricos secos aumentan también, pero por otra parte los contenidos de agua óptimos van disminuyendo. Hay que agregar que estos contenidos de agua son también una función del tipo de suelo. Los materiales granulares tienen más altos pesos volumétricos y más bajos contenidos óptimos de agua que los materiales de partículas finas cuando se someten a una misma energía de compactación. Las curvas de compactación de materiales arcillosos son relativamente aplanadas, en tanto que las correspondientes a limos y materiales granulares son de pendientes más pronunciadas. Por lo cual resulta que el control de la humedad durante la compactación en el campo es más crítico o complicado en los materiales limosos y granulares que en los arcillosos.

#### RELACIONES DE LOS RESULTADOS DE COMPACTACION ENTRE LAS PRUEBAS MODIFICADAS Y ESTANDAR ASSHO.

Las pruebas relativas a las características de compactación de suelos, han constituido un aspecto rutinario en la mayor parte de los laboratorios. Casi todos los departamentos de carreteras emplean la prueba estándar AASHO; mientras que en el caso de aeropuertos, el Cuerpo de Ingenieros, el Departamento Naval, y la Agencia de Aviación Federal han adoptado una modificación a esta prueba aumentando la energía de compactación. La modificada utiliza un pisón de 10 libras que se deja caer 18 pulgadas sobre cada una de cinco capas de igual espesor. La modificación da como resultado un aumento de la energía por unidad de volumen aproximadamente igual a 4.5 veces la correspondiente a la prueba estándar. En México puede decirse que no existe una prueba estándar común a todos los organismos, sino que cada uno de ellos han adoptado su propio estándar de compactación que en general difiere relativamente poco del estándar de la AASHO.

En la Figura 9.3 se presenta la variación de los pesos volumétricos máximos

con la energía aplicada para un grupo de suelos.

Si se ponen los resultados en un sistema semilogarítmico de coordenadas se obtienen líneas rectas en donde la energía inicial de compactación se traduce en un aumento relativamente mayor en el peso volumétrico, sin embargo la eficiencia de la compactación disminuye rápidamente a medida que la energía aumenta.

Debido a que se usan dos tipos de prueba de compactación (estándar y modificada) para el control del diseño, es necesario conocer las relaciones existentes entre los pesos volumétricos que resultan de ambas pruebas. Estas relaciones se muestran en la Figura 9.4 referidas a un determinado grupo de suelos. La curva de máximos en la compactación estándar AASHO varía entre los valores de 85 y 97% del valor que arroja la correspondiente a la prueba modificada. Como se puede apreciar en esta gráfica el factor principal que determina esta relación entre las dos pruebas es el tipo de suelo. Para suelos granulares, la estándar y la modificada dan resultados relativamente parecidos; pero para el caso de suelos plásticos arcillosos los valores de la estándar son substancialmente menores que los de la modificada.

Se ha encontrado a través de la experiencia de campo que es imposible compactar ciertos suelos arcillosos al 100% de la modificada usando el equipo convencional de compactación; en tanto que los suelos gravosos se pueden compactar inmediatamente aun para pesos volumétricos mayores de los valores correspondientes a la modificada. La razón se encuentra en la Figura 9.3 en donde se nota que las pendientes de las curvas más bajas son mayores que las correspondientes a las curvas superiores.

Este tipo de datos que aparecen en la Figura 9.3 son de suma utilidad en el desarrollo de las pruebas de compactación en el laboratorio. Si por ejemplo se efectúan muchas pruebas en el laboratorio variando las energías aplicadas, la validez de los resultados se puede comprobar hasta cierto grado graficándolos en el sistema de coordenadas semilogarítmicas. Si la sucesión de puntos forman una línea recta entonces se puede concluir que los resultados obtenidos en las pruebas son dignos de confianza.

#### Resistencia y peso Volumétrico.

Ya que el objetivo último de la prueba de compactación es llegar a tener es

tabilidad adecuada es importante conocer las relaciones existentes entre la resistencia y el peso volumétrico. En la Figura 9.5 se tiene que para el caso de un suelo arcilloso la resistencia es una función tanto del peso volumétrico como del contenido de humedad. Si se determina el C.B.R., después de moldeado el material su valor por lo general disminuye a medida en que la humedad y el peso volumétrico aumentan en la curva de compactación. Sin embargo, si las mismas muestras se prueban después de que son sometidas a un período de cuatro días de saturación resulta una curva similar a la de compactación en donde desaparece un valor máximo de C.B.R. La explicación de este valor máximo se encuentra en la absorción de humedad y la expansión durante el período de saturación. Algunas muestras de suelo que se compactan a contenidos de agua relativamente bajos su expansión será mayor con la consecuente pérdida de resistencia, que la de aquellas que se compactan con humedades más altas. La expansión disminuye al aumentar los contenidos de agua hasta llegar a un valor óptimo, y de ahí en adelante permanece relativamente constante para contenidos mayores que el óptimo.

Los datos enseñan que, siempre que los suelos posean una alta expansión potencial es recomendable compactarlos con humedades que estén próximas o ligeramente expeditas de ese contenido óptimo de humedad al cual se ha hecho referencia.

Ya que la resistencia del suelo depende del contenido de agua y del peso volumétrico, es importante también conocer el efecto de este último para varias condiciones de humedad. Los datos de la Figura 9.6 muestran la variación del C.B.R. con el peso volumétrico en dos suelos, una arcilla (CH) y una arcilla limosa (CL). Los datos se refieren a pruebas hechas después de que las muestras se saturaron durante cuatro días. Los números que llevan las curvas indican el contenido de humedad con el cual se compacta el suelo. Si se considera un peso volumétrico constante en el material CH se notará que el C.B.R. aumenta al aumentar la humedad de compactación. De la misma manera, el C.B.R. aumenta con el peso volumétrico hasta alcanzar el máximo de la curva, de ahí en adelante disminuye.

Este fenómeno se explica en términos de las presiones de poro desarrolladas en el suelo saturado.

Por ejemplo, en la curva de 28% de humedad de compactación y para el punto-

correspondiente a un peso volumétrico de 100 libras pie-3 el suelo es inestable debido a que una parte de la carga aplicada es transmitida al agua de poro. La misma situación se presenta para el caso de la arcilla limosa de la misma figura pero en un grado de magnitud menor. Es necesario agregar que este fenómeno resulta cuando los suelos se compactan por medio de energía a base de impactos, pero no cuando se aplica una carga estática.

Uso del mismo material en la prueba de compactación.

En el procedimiento estándar la prueba de compactación se desarrolla empleando el mismo suelo para cada uno de los puntos de la curva. Esta manera de proceder en la mayoría de los casos conduce a obtener pesos volumétricos máximos mayores que los que resultarían si se empleara una muestra diferente (del mismo material en estudio) para cada determinación de dichos puntos; la explicación se debe a que se le produce al material una degradación o trituración de las partículas. Ver Figura 9.7; esto acontece verdaderamente en forma particular en los materiales granulares.

En relación con el trabajo para el control en el campo es mejor emplear una nueva muestra para cada punto de la curva de compactación. Sin embargo, debe considerarse el caso cuando se debe probar un gran número de muestras para el control de la construcción, esta modalidad de emplear nuevas muestras, acarrea ciertas dificultades como por ejemplo el almacenamiento de los materiales. En este caso será necesario recurrir al viejo procedimiento, de volver a emplear la misma muestra, sin olvidar que los pesos volumétricos que así se obtengan serán mayores que los reales. Siempre se debe tener cuidado cuando se hace la prueba de compactación en el laboratorio que la mezcla del suelo y el agua se haga completa y eficientemente de manera que no queden terrones secos. La prueba de compactación es también sensible al tipo de base en donde se apoya el molde. Debe colocarse sobre una base firme, de preferencia debe usarse una de concreto.

Compactación de campo.

Los principios fundamentales de la compactación en el campo son idénticos a los que determinan la compactación en el laboratorio. El peso volumétrico que resulta de la compactación en el campo es una función del tipo de suelo, del contenido de humedad, y de la energía de compactación. Los suelos que se compactan con diferentes humedades, hasta una profundidad dada, tendrán

una humedad óptima de campo que depende del peso de los rodillos y del número de pasadas que se den durante el proceso de compactación.

La compactación de la capa subrasante se puede lograr mediante rodillos pata de cabra, lisos, neumáticos y por medio de elementos vibradores, produciendo la compactación desde la superficie hacia abajo (la acción).

Se debe escoger el equipo de compactación en el caso de la capa subrasante dependiente del tipo de suelo, contenido de agua y la profundidad de alcance requerida.

Los rodillos pata de cabra que normalmente se usan para la compactación de capas subrasantes en caminos y aeropuertos producen presiones sobre el suelo que varían entre 100 y 400 y hasta 500 psi. (7-28 hasta 35 kg/cm<sup>2</sup>). Este tipo de rodillos, cuando se le carga con agua o arena, puede ser útil para producir presiones de compactación excesivas de 1000 psi., que funcionan, sin embargo, solamente cuando la humedad de compactación es muy baja ya que el contenido óptimo de agua en el campo disminuye cuando aumenta la presión de compactación.

Los rodillos lisos normalmente pesan cerca de 10 toneladas pudiendo estar provistos de dos o tres ruedas. Se usan con mucha frecuencia para afinar la superficie de compactación cuando ya están por terminar las operaciones de construcción.

Los rodillos neumáticos pueden ser del tipo de rueda simple o bien de rueda múltiple. Estos últimos están formados por una serie de ruedas dispuestas transversalmente y que tienen pesos mayores de 10 toneladas.

Debido a las exigencias de compactación que prevalecen en la construcción de aeropuertos, los rodillos neumáticos de rueda simple o doble con pesos arriba de 50 toneladas son los que por lo común se usan en este campo. Este equipo pesado de compactación se puede utilizar en la compactación de capas subrasantes profundas, y también para poner a prueba subrasantes o bases después de que termina su compactación. La presión de inflado en los rodillos neumáticos normalmente anda entre 70 y 90 psi. (5-6.3 kg/cm<sup>2</sup>).

El equipo de compactación por vibración trata de abrirse paso en su uso para la compactación de bases granulares.

El equipo de compactación por medio de vibración es muy deficiente en materiales granulares y está dotado con frecuencias que varían entre 1 500 y 2 000 ciclos por minuto; (r.p.m.) los pesos volumétricos que se alcanzan en su mayoría rebasan el 100% de los que se producen con la prueba modificada-AASHO.

#### Efectos del número de pasadas.

El peso volumétrico que se obtiene en la compactación de campo para una humedad constante es afectada con el número de pasadas proporcionando por el equipo de compactación (Figura 9.8<sup>S</sup>Yoder). La relación entre el número de pasadas y el peso volumétrico seco es similar a la que se obtiene en el laboratorio. Bajo el punto de vista ideal, el rodillo que resulta mejor para un trabajo en particular es aquel que produce la compactación deseada con un mínimo de trabajo. Para la mayoría de la construcción pesada se usa un máximo que varía de 6 a 10 pasadas (coverages) completas del equipo de compactación. Si se aumenta el número de pasadas rebasando esta cantidad entonces la aplicación resulta por lo general antieconómica.

El número de pasadas depende también del peso de los rodillos. Los pesados, proporcionarán una compactación adecuada con un menor número de pasadas. Como resultado de lo anterior la tendencia en los recientes años ha sido la de emplear los más pesados, que ejercen una presión de compactación más alta a la capa subrasante. Este procedimiento resulta satisfactorio a medida que el contenido de humedad en ella se controle de acuerdo con el peso del rodillo.

#### Efectos de la presión de compactación.

El control de las presiones de compactación es extraordinariamente importante. Cuando se usan presiones altas de compactación, o rodillos pesados el contenido de humedad óptima de campo disminuye con el consecuente aumento del peso volumétrico (Figura 9.9 página 236 Yoder). Ciertos suelos limosos si se les compacta sobre el óptimo de la parte húmeda requieren una presión de compactación relativamente baja. Esto es particularmente exacto cuando se emplea el rodillo pata de cabra ya que la presión alta puede revolver el suelo, dando como resultado un bajo peso volumétrico.

### Contenido de humedad óptima en el campo y en el laboratorio.

El óptimo de humedad que resulta de la compactación en el campo puede ser o no el mismo que se obtiene en la prueba estándar del laboratorio. Como regla general la humedad óptima de campo rebasa ligeramente los valores de la prueba estándar del laboratorio.

Muchos ingenieros ejecutan sus trabajos tomando como base el principio de que el óptimo de laboratorio es el mejor contenido de humedad con el cual se debe compactar el suelo en el campo. Esta posición dará resultados suficientemente aceptables en muchos trabajos del tipo rutinario. Sin embargo, en algunos casos, será preferible efectuar una serie de pruebas de compactación de campo para determinar las relaciones entre las dos.

### Elección del equipo de compactación.

Por regla general los requisitos de compactación para la capa subrasante están organizados sobre la base de peso volumétrico mínimo, en algunos casos se especifica la humedad de compactación. El tipo de equipo para la compactación raras veces se especifica para cualquier trabajo en particular. Por lo tanto el contratista tiene libertad para escoger su equipo que más esté de acuerdo con las especificaciones generales del trabajo. La elección del equipo de compactación lógicamente dependerá principalmente del tipo de material que se requiere compactar, del contenido natural de humedad, y de lo especificado en relación con el peso volumétrico. Los suelos arcillosos se compactan con la mayor eficiencia empleando rodillos pata de cabra, manteniendo la presión de compactación alrededor de 300 psi. ( $21 \text{ kg/cm}^2$ ) siempre y cuando no se estipule el control de la humedad convenida.

Los suelos limosos se compactan eficientemente por medio de los rodillos neumáticos, lisos o de pata de cabra. Debido a que la curva de compactación en los limos produce el valor máximo en un quiebre hasta cierto punto brusco, el control de la humedad tendría que hacerse sobre un intervalo reducido en condiciones críticas. El rodillo tipo rejilla (Figura 9.10 página 237, Yoder) ha resultado muy satisfactorio en la compactación de limos.

Los materiales granulares de todos los tipos se compactan eficientemente por medio de la aplicación de la vibración. El rodillo pata de cabra raras veces da los resultados apetecibles.

Los rodillos neumáticos y lisos pueden dar resultados satisfactorios y el material granular contiene pequeñas cantidades de finos. Las arenas y gravas limpias son muy difíciles de compactar y solamente con el equipo de vibración se pueden tener buenos resultados, siendo crítico el control de humedad.

#### Elección del contenido de humedad.

#### Peso volumétrico y profundidad de compactación.

El valor de resistencia que se usa en el diseño del pavimento debería basarse en los resultados de un estudio completo de las relaciones de humedad-peso volumétrico-resistencia de la capa subrasante.

Aunque las condiciones de humedad óptima y peso volumétrico se pueden estimar sobre las bases de las pruebas de laboratorio no es factible especificar los valores para su uso en el campo dentro de límites estrechos. Por lo tanto la mayoría de los estados permiten una variación relativamente amplia en las condiciones finales de compactación lo que respecta a la humedad y al peso volumétrico.

En ciertos casos la compactación se convierte en un problema difícil durante la construcción y entonces será necesario actuar de una manera especial determinando el peso volumétrico máximo que se obtiene bajo técnicas de construcción normal. Entonces se requiere tener una completa confianza en la experiencia del pasado. Si esta experiencia indica que no es económico compactar el suelo con un peso volumétrico alto, entonces se debe seguir el camino escogiendo valores bajos de resistencia y diseñar los pavimentos con espesores mayores.

Los requisitos de compactación para aeropuertos son generalmente más severos que para carreteras. La compactación de la capa subrasante con pesos volumétricos altos y a profundidades considerables adquieren una particular importancia sobre todo en aquellas áreas donde quedan localizados los canales de tránsito. El Cuerpo de Ingenieros de los U.S.A. emplea las especificaciones para pavimentos flexibles en aeropuertos que aparecen en la tabla No. 9.1. Los requisitos de compactación dependen de la presión de inflado, carga total y el tipo de material de la capa subrasante. La compacta

ción a 100% de la modificada AASHO para profundidades mayores de 5.5 pies (1.70 m.), constituye una especificación normal que debe satisfacerse. Las especificaciones que usa el Departamento de Marina y la Agencia de Aviación Federal exige por lo menos el 95% de compactación en la capa subrasante a una profundidad de 6" (15 cm.). Para aviones pesados, el control se hace con la prueba modificada AASHO, en tanto que para aviones ligeros este control se hace con la estándar AASHO.

#### CAPA SUBRASANTE.

Un avión pesado es aquel que tiene 15,000 libras o más de carga por rueda.

Se nota una amplia variación en los requisitos de compactación para la capa subrasante en los Departamentos de Caminos de los diversos estados de U.S.A., véase la Figura 9.12 (pág. 241 Yoder). Algunos no estipulan prácticamente ningún control en la compactación; mientras que otros requieren 100% de compactación modificada AASHO generalmente la profundidad de compactación para capas subrasantes se determina en forma arbitraria, tiene una variación de 6 a 9 pulgadas (de 15 a 23 centímetros).

La profundidad de compactación requerida para un diseño en particular se debe especificar solamente después de hecho un estudio completo de las condiciones existentes en el suelo. Se deben hacer pruebas de peso volumétrico frecuentemente sobre la capa subrasante en condiciones inalteradas a fin de certificar que los pesos volumétricos naturales están dentro de los valores requeridos. Se deben hacer pruebas de resistencia con diferentes condiciones de humedad y peso volumétrico en forma similar a los datos que aparecen en la figura 9.6 (página 232 Yoder) en conexión con los pesos volumétricos desarrollados "in situ", con el objeto de colaborar en la elección de la profundidad de compactación. Si la capa subrasante tiene un bajo peso volumétrico será preferible removerlo con el objeto de recompactarlo a una considerable profundidad. Los rodillos neumáticos del tipo pesado (30 toneladas) ver Figura 9.13 en la página 242 Yoder, se pueden emplear para compactar los suelos a profundidades relativamente grandes cuando estas no están sujetas a humedades muy altas.

#### Valores de resistencia para el diseño.

El espesor de un pavimento flexible depende en gran parte de la resisten -

cia de la capa subrasante ya terminada. En el caso de los pavimentos rígidos esta resistencia también influye en el espesor, pero en un grado mucho menor.

Va que la estabilidad depende de una manera importante del peso volumétrico y de la humedad, es obvio que el grado de compactación determinará la variación de la resistencia esperada. La Figura 9.6 (página 232 Yoder) señala la relación entre los valores de C.B.R. correspondientes al Estado saturado, el peso volumétrico seco y el contenido de humedad para dos suelos diferentes. Considérese primero la arcilla limosa, suponer que las especificaciones de compactación requieren 100% de la modificada AASHO. Además que el muestreo de campo de las áreas de préstamos arrojen un contenido de humedad mayor de 16%. Estos valores dan un resultado de 9% en el C.B.R. de diseños.

Sin embargo, puede ser posible sacar parcialmente el suelo antes de la compactación y aumentar el C.B.R. de 12 a 14%. De esta manera se nota que el C.B.R. de diseño está ligado a las condiciones de humedad y peso volumétrico especificados. La elección final es aquella que depende parcialmente del costo de la construcción.

Otro ejemplo se presenta en el suelo arcilloso de la misma figura, el peso volumétrico estándar AASHO es de 83 libras pie cúbico y la humedad de compactación (anticipada) es de 30%. El C.B.R. de diseño, para el 100% de estándar AASHO es de 4%, mientras que con relación a la modificada es de 7% supóngase enseguida que el espesor del pavimento requerido por el C.B.R. igual a 4% es de 28" y que para el C.B.R. de 7% es de 18". La elección del valor de diseño suscita una comparación entre el costo de 10" de base por una parte y el costo adicional de compactación con base en la modificada AASHO por la otra. Muchas veces se obtienen ahorros importantes siguiendo el camino que consiste en aumentar la compactación de la capa subrasante.

La idea relacionada con las pruebas de suelos que determinan anticipadamente la humedad y el peso volumétrico podrá ser de hecho siempre el criterio determinante. Si la experiencia del pasado ha indicado que un suelo, en un sitio cualquiera, se puede compactar económicamente a pesos volumétricos relativamente bajos, no es aconsejable que se efectúen pruebas con pesos volumétricos mayores.

En resumen, la resistencia de diseño podría basarse en los valores obtenidos de muestras de suelo en sus peores condiciones de una manera anticipada. Generalmente para obtener estos valores se requiere que se hagan pruebas con muestras saturadas. Los pesos volumétricos para aeropuertos se pueden obtener de la tabla 9.1 (página 238 Yoder) y las resistencias de diseño deberán corresponder a estos pesos volumétricos y a los contenidos de humedad anticipados. Los valores de diseño para carreteras se pueden basar en las especificaciones de compactación, modificadas para ajustarse a las condiciones anticipadas.

Es una condición imperativa hacer una minuciosa inspección durante la construcción con el fin de asegurarse que las humedades y los pesos volumétricos en la compactación son realmente los especificados en el diseño. Otro factor que se debe considerar con todo cuidado es el relativo a los valores de diseño cuando se tienen diversos suelos en las áreas de ejecución de las obras. Una carretera a diferencia de un aeropuerto es probable que cruce varios tipos de suelos básicos. Por ello es necesario asignar diferentes valores de prueba para cada grupo de suelo. Esto se puede lograr solamente si el ingeniero comprende a fondo la identificación de la deformación del suelo. Una exploración del subsuelo debe efectuarse siempre para poder determinar los suelos básicos sobre los cuales la carretera cruzará y también para valorar cada suelo en particular a fin de seleccionar el diseño más económico. En algunas situaciones, cuando se encuentran áreas aisladas de material suave y otros materiales inaceptables, resulta a veces más económico recurrir a la excavación y remoción de esos materiales de la capa subrasante, que diseñar el pavimento sobre un suelo pobre, de poca resistencia. En tal caso puede considerarse la mejor solución por medio de una estabilización. Después de un estudio completo de los materiales disponibles en el área correspondiente, se puede hacer la elección de los materiales que se pueden emplear en el pavimento y puede resultar económico el mejorar la capa subrasante por medio de la estabilización. Sin embargo, la elección del tipo del material estabilizante y la cantidad requerida de éste, se puede hacer solamente después de que se efectúa una serie completa de pruebas de laboratorio.

### Zonas de transición.

Siempre que un pavimento se vaya a construir a través de zonas de cortes en donde los pesos volumétricos sean bajos será necesario remover el suelo y recomprimirlo o bien recurrir al empleo de equipo de compactación pesado, si el contenido natural de humedad del suelo en el corte se encuentra arriba del óptimo, para los rodillos disponibles, la operación de compactación ocasionará rodadas o surcos, pudiendo de hecho reducir su resistencia debido a la alteración o revoltura producida.

Si esta situación se produce es necesario quitar un poco de humedad del suelo antes de que la compactación se inicie. Cuando se construye un pavimento sobre un corte en roca, es necesario colocar una capa de suelo o una capa granular de amortiguamiento entre el fondo del pavimento y la superficie rocosa, esto se debe hacer por dos razones: primero, cuando se construye a través de un corte en roca no es posible controlar los efectos del ataque de los explosivos, pues se obtienen resultados que casi siempre presentan superficies completamente irregulares. Por lo tanto, se requiere darle una emparejada o rebajada de material reemplazándolo por una capa subrasante con material adecuado o bien por una sub-base; segundo, cuando el camino pasa de una capa de cimentación de poca resistencia a otra compuesta de roca firme, en este caso pueden sobrevenir fallas importantes en la zona de transición.

Las transiciones de corte a relleno se pueden providenciar siempre. Como regla general la zona de transición debe ser alrededor de 3 a 4 pies de profundidad, reforzando longitudinalmente hasta una distancia de 30 a 40 pies. De esta manera, los esfuerzos quedarán disminuidos en esas zonas de cambio brusco de sus características. También deben suministrarse una completa y adecuada transición en las secciones transversales (balcón).

### TIPOS DE CAPAS SUBRASANTES.

El espesor del pavimento depende en parte del tipo del suelo que compone la capa subrasante. En esta forma el ingeniero toma en cuenta la resistencia potencial de la capa subrasante en la determinación de tipo y espesor del pavimento que requiere para soportar las cargas impuestas por los vehículos. A pesar de esta situación, existen suelos que son inaceptables bajo-

cualquier condición, y por lo tanto, se deben desechar si es posible. Un factor que siempre está presente en la capa subrasante es el de la resiliencia o elasticidad. Aquellos suelos que contienen relativamente grandes cantidades de mica o materia orgánica se comportan elásticamente, dando origen al rebote cuando se quitan las cargas, lo cual puede causar la falla del pavimento por fatiga. Los suelos que exhiben esta propiedad se pueden identificar por medio de las pruebas de clasificación estándar; se caracterizan por tener límites líquidos relativamente altos con los correspondientes índices de plasticidad un tanto bajos.

Este tipo de capas subrasantes en lo posible deben evitarse; sin embargo, en algunas áreas de los EE. UU., son suelos predominantes en grandes áreas por lo que se está obligando en cierta forma a construir sobre ellos tanto los caminos como los aeropuertos. Si es necesario aprovechar este tipo de capas subrasantes, los requisitos de compactación son más estrictos y la compactación del campo deberá ser controlada dentro de límites estrechos.

Este problema disminuye un tanto compactando los suelos con pesos volumétricos que se acerquen a los valores obtenidos por la prueba modificada AASHO.

Una atención particular se debe poner en los materiales suaves, orgánicos y en todos aquellos que son realmente inaceptables. Todos estos materiales deben removerse en toda la profundidad estudiada, o bien tomar providencias especiales a fin de consolidarlos o en algunos casos compensar su baja resistencia aumentando el espesor del pavimento.

Una estimación preliminar se puede hacer acerca de la adaptabilidad o aprovechamiento de todo aquel material suave de capa subrasante comparando su contenido natural de agua con los límites de Atterberg estándar. Si este contenido natural de humedad rebasa el límite líquido existe el peligro de que la capa subrasante se convierta en un material suave bajo la acción del movimiento de tierras y del equipo de compactación. Los suelos que contienen una gran cantidad de materia orgánica nunca se deben utilizar en las capas subrasantes.

Existen suelos con propiedades altamente expansivas cuando se saturan y decontracción si se encuentran en estado seco. Estos suelos merecen una aten-

ción especial pues será necesario recurrir a técnicas de construcción que invaliden las situaciones extremadamente críticas de expansión y contracción. Si los suelos tienen una alta contracción cuando se sacan o sencillamente cuando pierden humedad, lo recomendable es obligar al suelo por medio de algún procedimiento a que su contenido de humedad no disminuya de una manera importante. Esto se puede lograr en la práctica cubriendo la capa subrasante por medio de membranas, o bien se puede recurrir añadiendo agua al suelo en forma periódica. Las membranas se hacen a base de materiales bituminosos que rociados sobre la capa subrasante han logrado retener el agua en el suelo. Recientemente se han descubierto procedimientos nuevos de membranas de protección que han indicado que es posible prácticamente envolver la capa subrasante con membranas de plástico. En esta forma la humedad de compactación se retiene completamente en grandes períodos de tiempo de la vida del pavimento.

La expansión de los suelos también es digna de consideraciones específicas tal como se indica en la Figura 9.5 (página 231 Yoder) la expansión es una función del peso volumétrico y del contenido de humedad. De estos dos factores la humedad es quizá la que propicia la mayoría de las situaciones críticas. En el caso de que se trate de un material fuertemente expansivo es esencial que se haga su compactación a una humedad cercana o ligeramente excedida de la óptima. De esta manera se logrará reducir la magnitud de la expansión. Al diseñar capas subrasantes de materiales expansivos es importante considerar el espesor del pavimento, construyéndolo de tal manera que sea suficiente para imponer una gran sobrecarga, y por este medio restringir la acción expansiva de la capa subrasante. El peso del pavimento requerido para contrarrestar la presión de expansión se puede determinar haciendo pruebas en el laboratorio, en las que la muestra de suelos se satura midiendo la presión que se ejerce sobre una placa durante el proceso de expansión. Asimismo se determinan los valores de resistencia en suelos expansivos de la capa subrasante en condiciones saturadas. La sobrecarga empleada que es equivalente al peso del pavimento probable, debe actuar sobre la muestra durante todo el período de saturación. Si se sabe de antemano que los suelos que se emplearán son potencialmente expansivos o de características de contracción, se debe hacer una serie completa de exploraciones en el laboratorio de las propiedades de los suelos con diferentes condiciones de humedad.

y peso volumétrico. También deben tomarse como base de mucha confianza las experiencias basadas y el comportamiento de los pavimentos que se han construido en las vecindades y precisamente sobre este tipo de material de capa subrasante.

#### DRENAJE DE CAPA SUBRASANTE.

Cabe recalcar la importancia de los problemas que el agua plantea a los suelos, por lo que es importantísimo tomar en cuenta todas aquellas medidas y procedimientos encaminados a remover e interceptar todas las fuentes de agua perniciosas. La Figura 9.14 (página 247 Yoder) muestra las instalaciones típicas de drenaje que se pueden adoptar. La elección más juiciosa y apropiada en el drenaje de la capa subrasante estriba primeramente el problema de construcción. El ingeniero de construcción debe hacer el reconocimiento de las condiciones inaceptables del agua que se va encontrando durante la excavación y determinar la localización más pertinente de los drenes de la capa subrasante. Los estratos que sirven de almacenamiento del agua y que posiblemente sirvan como alimentadores de la estructura del pavimento deberán ser interceptados a una cierta distancia de la sección del camino. Las cunetas se deben construir a una profundidad tal que garantice que el agua libre de la cuenta permanezca siempre a un nivel más bajo que el que corresponde al de la base del pavimento. La Figura 9.15 (página 248 Yoder) ilustra un ejemplo del estado de fallas como resultado de un drenaje deficiente.

Al estudiar estos problemas que plantea el drenaje de la capa subrasante, se debe dar una atención conveniente y cuidadosa tanto al caso del agua freática como al del agua de infiltración superficial. Se puede hacer una estimación previa de la fuente de toda el agua potencial y tomar todas las providencias requeridas a fin de que el agua sea controlada para evitar que alcance el nivel de la capa subrasante. Por lo que respecta al agua capilar se puede decir que esta no puede ser drenada por sí misma, sin embargo la zora de capilaridad se puede modificar bajando a los niveles de la fuente por medio de la instalación de drenes ubicados abajo del nivel de aguas freáticas.

La experiencia ha podido demostrar que es de suma importancia emplear un

relleno especial de material que se coloca alrededor del dren. Si se emplea en este relleno un material de granulometría gruesa, existe la posibilidad de que el dren sea obstruido debido a la infiltración del suelo circundante. Las pruebas de laboratorio hechas por el Cuerpo de Ingenieros indican que la graduación apropiada para el material de relleno (filtro) es una función del tamaño de las partículas del suelo.

El tamaño del 15% del material del filtro  $\geq 5$

El tamaño del 85% del material capa subrasante

Esta relación señala el límite del cual no debe de ser mayor la arena fina que se requiere en el filtro, con la condición de que el tamaño del 15% del material del filtro no debe ser menos de 0.1 m.m. si el suelo de la capa subrasante es cohesivo. Para asegurarse que el material de relleno (filtro) sea más permeable que el suelo por proteger (que es el que se va a drenar) se emplea la siguiente relación:

El tamaño del 15% del material del filtro  $\geq 5$

El tamaño del 15% del material capa subrasante.

El primer paso que se debe dar para el diseño o elección adecuada del material del filtro es obtener la curva granulométrica del material que constituye la capa subrasante en la cual se propone la instalación del dren, los límites para la curva granulométrica del filtro están dados por las dos expresiones anteriores.

El límite para las partículas gruesas del material del filtro se basa en el tamaño de los agujeros que llevan los tubos del dren, o bien en las aberturas que dejan las juntas cuando estas son de junta abierta. El tamaño del 85% del material del filtro deberá ser mayor que el doble del tamaño de dicha abertura. Véase Figura 17.7 (página 334 Soil Mechanics for Road Engineers-Inglés). Para el caso de tubos de concreto poroso este requisito es innecesario.

La experiencia del campo y las pruebas de laboratorio indican en términos generales, que la arena funciona como filtro colocada alrededor del dren. En casos de no poder utilizar filtros de arena, se recomienda el empleo de agregados con buena graduación, en drenes de tipo de agujeros deberá tenerse cuidado de que los agujeros queden colocados en la zona de la plantilla

y que el material de relleno sea apisonado cuidadosamente alrededor del tubo.

Si la distribución granulométrica del suelo de la capa subrasante y las aberturas de las juntas de los drenes son de tal manera que no se puede encontrar un material de filtro prácticamente apropiado en todos sus requisitos, entonces será necesario emplear dos filtros; uno de material grueso colocado alrededor del tubo y el otro más fino colocado en una posición intermedia, o sea entre el material grueso y el de la capa subrasante.

Si se emplean subdrenes nada más con el objeto de desalojar el agua libre se debe colocar una capa impermeable de arcilla o cualquier otro material adecuado sobre el relleno para disminuir la posibilidad de la infiltración superficial que puede entorpecer el funcionamiento del relleno (filtro) y el dren. Ver Figura 9.14 (página 247 Yoder). En algunos casos la localización de los subdrenes se puede determinar del trabajo efectuado para la exploración del suelo, pero muchas veces áreas enteras presentan incertidumbres debidas a la variedad del clima por lo cual no es posible aprovechar nada. Si el programa de exploración se desarrolla durante los meses del pleno verano, el nivel de aguas freáticas puede ser bajo y el suelo tendrá la apariencia de ser firme y seco, en tanto que durante la construcción se tendrán probablemente las condiciones contrarias, que vienen a ser las reales. La colocación adecuada de los subdrenes en la capa subrasante se puede determinar solamente después de que se ha hecho un estudio cuidadoso de todos los datos de la exploración del subsuelo y establecido ciertas modificaciones para ajustarse a las condiciones reales del campo que se espera subsistan durante el período de construcción.

Cuando el pavimento de una carretera o de un aeropuerto se construye en áreas relativamente planas se deben emplear rasantes elevadas, que se pueden hacer colocando el material excavado de las cunetas sobre el lecho del camino, con lo cual subirá la elevación sobre el nivel natural del terreno. La rasante quedará colocada por lo menos de 4 a 5 pies sobre el nivel más alto del agua freática.

#### PROBLEMAS DE CONSTRUCCION.

La construcción apropiada de la capa subrasante es tan importante que mere-

ce una consideración detallada de parte del ingeniero de diseño. Las pruebas de diseño que se desarrollan con el objeto de precisar el tipo y el espesor del pavimento pueden tener su base ya sea en las pruebas de resistencia que se obtienen en el laboratorio antes de la construcción o bien en las pruebas de campo que se ejecutan durante la construcción. Si el diseño del pavimento se basa completamente en las pruebas de laboratorio hechas con anticipación, se está obligando a que las suposiciones hechas durante el diseño se cumplan al efectuarse la ejecución en el campo. Por ejemplo, si la prueba del C.B.R. se usa para el diseño de pavimentos flexibles y si las muestras se compactan a un cierto porcentaje del peso volumétrico estándar, el diseño se sostiene como correcto solamente para las condiciones que se le impusieron a la muestra en la prueba de laboratorio.

La mayoría de las técnicas de diseño se basan en los valores obtenidos de la prueba hecha sobre muestras saturadas en el laboratorio extraídas del suelo de la capa subrasante. Este procedimiento da como resultado casi siempre un diseño sobrado, si es remota la posibilidad de que se presente en el campo la saturación. La saturación de las muestras que se prueban en el laboratorio dará un factor de seguridad adicional lo cual no invalida que se tenga que hacer de todas maneras una supervisión adecuada de la construcción.

Del método de control de campo que se adopte dependerá la eficiencia de la construcción. Teóricamente el control de campo podría basarse en las pruebas de resistencia, sin embargo, se requeriría efectuar un gran número de este tipo de pruebas en el campo; para el caso de los aeropuertos este método de control parece factible, pero para el caso de carreteras resulta dudoso saber si los beneficios que se derivan de su uso compensan los costos adicionales.

Por consiguiente queda justificado en cierta forma el que desde hace tiempo se haga el control de la construcción tomando como base las determinaciones del contenido de humedad y del peso volumétrico.

Si el control del campo se basa en las pruebas de compactación desarrolladas en el laboratorio antes de la construcción, es necesario suponer que la realidad consiste en que los suelos encontrados en el campo son los mismos que se sometieron a pruebas en el laboratorio.

La capa subrasante se puede construir con los suelos que se obtienen de varios préstamos, que a su vez hacen más difícil el problema del control de campo. La Figura 9.16 (página 250 Yodar) ilustra el método de control de campo. Las curvas que se muestran en esta figura representan la familia de una serie de pruebas desarrolladas en el laboratorio de muestras extraídas de todas las áreas potenciales de préstamos. Si se dibuja sobre una gráfica los resultados de un gran número de pruebas de compactación se notará la dispersión de los puntos y la discrepancia de las diversas curvas. Teóricamente, al dibujar los resultados de un banco de préstamo en una misma gráfica, los valores máximos de las curvas (peaks) estarán aproximadamente equidistantes de la curva de saturación, o sea que, una línea que une dichos máximos será paralela a ésta. En realidad, sin embargo, al tratar de dibujar los puntos para formar las curvas no es fácil hacerlo debido a las grandes dispersiones que a veces se encuentran; por lo cual se recurre a tomar en cuenta los valores medios de los resultados de las pruebas que se encuentran dentro de ciertos límites. Por ejemplo en la Figura 9.16 (página 250 Yoder) la curva inferior representa el promedio de todas las curvas de compactación cuyos valores máximos fluctúan entre 104 y 108 libras pie-3. La siguiente curva, de la misma manera, se refiere al promedio de curvas cuyos máximos se encuentran dentro de los límites de 108 y 112 libras pie-3.

Las curvas de compactación de este tipo se pueden aprovechar en la forma siguiente: si se toma una muestra de la capa subrasante y se compacta en el cilindro para la prueba estándar (AASHO) dando como resultado, por ejemplo un peso volumétrico de 109 lb. pie-3, y su contenido de humedad de 13% y si se colocan estos datos en la gráfica de la Figura 9.16 se encontrará un punto que cae entre las curvas segunda y tercera si se toma en cuenta que estas curvas de compactación son más o menos paralelas y que los valores máximos están en una línea, entonces la curva de compactación para este suelo en particular tendrá un valor de peso volumétrico máximo de 111.5 lb. pie-3 y una humedad óptima de 16%.

El peso volumétrico y la humedad reales de un suelo en la capa subrasante determinados según el método de la arena se puede comparar con el valor máximo con el objeto de saber si la compactación ha llegado a su grado requerido. Siguiendo este procedimiento las discrepancias disminuyen por lo que-

se refiere a las pequeñas variaciones del tipo de suelo.

Un problema que constantemente tiene que afrontar el ingeniero de construcción es el que se relaciona con el afinado y uniformización de la capa subrasante. Durante el proceso de compactación esta capa queda un poco irregular particularmente si se emplea rodillo "pata de cabra". La superficie se puede uniformizar mediante el uso de rodillos lisos neumáticos. Sin embargo todavía se pueden presentar ciertas irregularidades que deben ser corregidas. Para este fin se procede a nivelar con la motoconformadora para alcanzar la elevación requerida en toda la superficie de la capa subrasante. Es necesario que todo aquel material que este suelto se vuelva a compactar antes de colocar la capa siguiente.

Durante la construcción de aeropuertos y carreteras es una práctica común dar varias pasadas con los rodillos a la capa subrasante con el objeto de asegurarse de que no queden lugares débiles antes de proceder a colocar la base y la carpeta o losa. Este planchado de prueba se hace por medio de rodillos neumáticos con un peso mínimo de 30 toneladas, proporcionando de 5 a 15 pasadas por lo menos.

## CAPITULO VII

Ya ha quedado establecido con anterioridad que la base está constituida por una capa de material granular generalmente, la cual debe llenar ciertos requisitos en cada caso particular, y que se coloca debajo de la carpeta del pavimento; en tanto que la sub-base está formada por una capa de material cuya ubicación está entre la base y la capa subrasante. En ocasiones la capa de material granular que se coloca debajo de la losa del pavimento-rígido recibe el nombre de sub-base.

La base se construye de piedra fragmentada, mezcla de diversos tipos de suelo, y en algunos casos estabilizados o bien concreto fabricado con cemento Portland. Es también común el empleo de una base bituminosa en pavimentos flexibles, ya que la base se coloca en contacto con la carpeta, se requiere que tenga alta resistencia a la deformación con el objeto de que resista las altas presiones que le son impuestas. Por otro lado, una sub-base puede ser de calidad más baja, ya que generalmente se forma con materiales disponibles en la localidad de la obra.

Objeto de la Base.

La función de la base varía de acuerdo con el tipo de pavimento. Por ejemplo en los pavimentos rígidos la base se usa: (1) para contrarrestar la acción del "bombeo" (2) para protección contra la acción del congelamiento- (3) drenaje, (4) prevenirse de los cambios volumétricos de la capa subrasante, (5) aumentar la capacidad estructural, y (6) ejecución de la obra.

Para impedir el "bombeo", la base debe estar constituida por material relativamente bien graduado, no debe contener cantidades excesivas de finos, debiendo ser compactada a un peso volumétrico más bien alto.

En lo que respecta al drenaje, el material de la base no necesariamente debe estar bien granulado, si carece de finos mejor, aunque se admiten pequeñas cantidades. Una base que se diseña tomando en cuenta la acción del congelamiento debe tener material que no sea susceptible a este fenómeno y además que su drenaje se verifique con toda eficiencia. En cambio si se trata de hacer una base con una capacidad estructural adecuada, no es posible desarrollar un drenaje libre perfecto, sino que más bien lo que interesa es un material de buena graduación que permita resistir a la deformación que produce la carga.

Las bases y sub-bases que se emplean en pavimentos flexibles se deben diseñar en primer lugar para aumentar la capacidad de soporte del pavimento, a través de cuyo espesor se distribuye la carga. Este es el requisito primordial para una base, aunque se debe tomar en cuenta también proporcionarle drenaje apropiado y protección contra el congelamiento cuando sea necesario.

#### Propiedades generales de las mezclas de suelos.

##### Peso volumétrico y estabilidad.

La estabilidad de una mezcla de suelos depende de la distribución granulométrica, la forma de la partícula, el peso volumétrico relativo (% de compactación), fricción interna y cohesión. Para el diseño, un material granular deberá tener una fricción interna alta a fin de obtener la estabilidad máxima y por lo tanto capacidad de resistir la deformación que se produce al aplicar la carga. La fricción interna, y por lo consiguiente la resistencia al esfuerzo cortante, depende en gran parte del peso volumétrico, de la forma de la partícula y de la distribución granulométrica de estos factores señalados, la distribución de los diversos tamaños de las partículas, especialmente la proporción de finos a gruesos es considerada como la más importante. La Figura 11.1 señala tres estados físicos de mezclas de suelo (página 285 Yoder).

a). Un agregado que contiene poco o nada de finos y además tiene una buena graduación, adquiere su estabilidad al desarrollarse al contacto directo entre partícula y partícula. Un agregado que no contiene finos normalmente tiene bajos pesos volumétricos relativos, en cambio, resulta permeable y no susceptible a la congelación; es un material muy difícil de manejar durante la construcción debido a su naturaleza no cohesiva.

b). Un agregado que contiene suficientes finos para llenar todos los huecos que dejan las partículas grandes entre sí, puede todavía adquirir resistencia debida al contacto de las partículas y obtener una mayor resistencia a la deformación. El peso volumétrico es alto, su permeabilidad más baja, y puede ser susceptible al congelamiento. Este material presenta dificultades moderadas a la compactación, pero bajo el punto de vista de la estabilidad aparece como un suelo ideal, puesto que tendrá una resistencia al esfuerzo cortante relativamente alta, ya sea que se le utilice en estado confinado o no.

c). En el otro extremo se encuentra un material que contiene una gran cantidad de finos en donde el agregado permanece como "flotando" en el suelo y se carece de un contacto directo de partícula a partícula.

Su peso volumétrico es bajo, es prácticamente impermeable y susceptible al congelamiento. Además la estabilidad de este tipo de mezclas es afectada en alto grado por las condiciones adversas del agua. Paradójicamente a veces es bastante fácil de manejar durante la construcción y se le compacta con bastante facilidad y prontitud.

Tomando como base lo anterior resultaría en apariencia que la estabilidad de una mezcla de suelos depende de la distribución de tamaños de las partículas. Asimismo resultan aparentes las desventajas de una mezcla que contenga demasiados finos.

Los datos de la Figura 11.2 (página 286 Yoder) muestran los resultados de las pruebas de peso volumétrico y de C.B.R. que se hicieron en mezclas de suelos gravosos con varios porcentajes de material fino. Los valores de peso volumétrico representan los máximos de las curvas de compactación; los C.B.R. se hicieron tomando las muestras saturadas. El peso volumétrico máximo de estos suelos bien graduados se obtuvo cuando las mezclas contenían entre 8 y 10% de material que pasa la malla No. 200 (finos). En contraste la estabilidad máxima, medida a través de la prueba del C.B.R., se obtuvo cuando los finos variaron entre 6 y 8%. La curva de máximo peso volumétrico seco contra el porcentaje de finos representan la condición "b" dada en la Figura 11.1, mientras que las porciones de la curva que están a la derecha e izquierda de los valores máximos representan las condiciones c y a, respectivamente.

La distribución granulométrica de un material se puede representar por la ecuación:

$$p = 100 \left( \frac{d}{D} \right)^n$$

En esta expresión, d representa la malla de que se trate, "p" es el porcentaje que pasa dicha malla D el tamaño máximo del agregado. Generalmente el peso volumétrico máximo se presenta cuando el exponente n es igual a 0.5 tomando un material cuyo tamaño máximo sea de 3/4", en la malla No. 200 el porcentaje de fino es de 6.2 También se indica en la Figura 11.2 que el C.B.R. máximo resultó cuando la cantidad de finos era un poco menor que la

señalada para pesos volumétricos máximos.

Los datos mostrados en la Figura 11.2 se refieren a pruebas hechas con gravas predominantemente listas y redondeadas. Por lo general la fracción fina tiene un menor efecto sobre el C.B.R. con material triturado que sobre estos materiales ensayados. Ver Figura 11.3 (página 287 Yoder).

De la misma manera, los C.B.R. determinados sobre mezclas de partículas angulosas, son normalmente mayores que aquellos que contienen partículas redondeadas, tomando en ambos casos una distribución granulométrica idéntica.

En la Figura 11.4 (página 287 Yoder) se muestra un resumen de resultados de valores máximos de C.B.R. y pesos volumétricos AASHO en diversos materiales granulares. Tanto el C.B.R. como el peso volumétrico aumentan a medida que el agregado es más grueso, en tanto el contenido óptimo de finos disminuye. Además la estabilidad máxima tiene lugar cuando la cantidad de finos es un poco menor que la requerida para obtener el peso volumétrico máximo.

Si se usa el criterio del peso volumétrico como una medida de la estabilidad puede llegarse a una equivocación. El peso volumétrico se puede usar como una medida de la estabilidad solamente si se conoce la distribución granulométrica. Como se muestra en la Figura 11.5 para pesos volumétricos idénticos, (página 288 Yoder) las mezclas más ricas de los contenidos óptimos de finos, tienen una menor resistencia que aquellos de mezclas pobres en sus contenidos óptimos de finos. Esto se debe al hecho de que se tiene la condición "c" de la Figura 11.1 (página 285 Yoder) o sea de mezclas ricas en material fino, por lo cual la estabilidad se ve grandemente afectada por el cementante, en tanto que para la condición "a" (mezclas pobres) el material no se afecta tanto en su estabilidad por este concepto, sino que más bien su resistencia depende en gran parte del contacto directo de partícula a partícula.

#### Efecto de la plasticidad.

Las propiedades físicas del cementante tienen un importante efecto sobre la estabilidad especialmente cuando se destruye el contacto entre las partículas. La Figura 11.6 (página 289 Yoder) muestra los resultados de las pruebas C.B.R. que se hicieron sobre mezclas granulares con tres tipos de cementante. Para este caso el suelo activo queda definido por el material que pasa la malla No. 40. De acuerdo con los datos, la estabilidad máxima -

se presenta cuando se anda alrededor de un 14% de cementante para una grava bien graduada. Al emplear la educación siguiente:

$$p = 100 \left( \frac{d}{D} \right)^{1/2} = 100 \left( \frac{0.0165}{0.75} \right)^{1/2} = 14.8\%$$

se observa que la cantidad de material requerido, que pasa la malla No. 40, para producir el peso volumétrico máximo es de 14.8%.

Al parecer según la figura 11.6, el efecto de la plasticidad fue más pronunciado en los contenidos altos de cementante. No obstante todavía se puede observar cierta pérdida de estabilidad en el contenido óptimo de cementante (14%), en las mezclas que contienen cementante plástico. A este respecto existen especificaciones que limitan la plasticidad y que deben tomarse muy en cuenta. Por ejemplo las especificaciones AASHTO fijan un valor máximo para el límite líquido (25%) en bases, y un 6% en el índice de plasticidad. Esta posición proporciona un factor de seguridad adicional, pero al considerar los factores de plasticidad y graduación, este último es más importante probablemente. Si la cantidad de cementante se controla dentro de límites cercanos a un valor igual o menor que el óptimo, según lo acuse el peso volumétrico, por lo general la plasticidad se controla automáticamente. En las capas superficiales a veces se desea emplear una mayor cantidad de cementante con el fin de suministrar cierta cohesión a la masa. Cuando se procede en esta forma la plasticidad se convierte en un factor extremadamente crítico.

#### Prueba de desgaste.

Considerando los materiales de base y sub-base, el desgaste se define a través de la prueba de resistencia a la abrasión y a la trituración. En este sentido la calidad del material se identifica como una capacidad para resistir los efectos de esta prueba. Este fenómeno es importante bajo el punto de vista de la generación de material fino bajo la acción de los rodillos y del tránsito.

No se deben emplear agregados suaves (que se rompen fácilmente). Como regla general se puede aceptar en los agregados un desgaste en la máquina de Los Angeles igual o menor de 40% en forma satisfactoria. Esta especificación elimina todas aquellas rocas constituidas por una cementación débil y la mayoría de las pizarras.

No se deben usar tampoco aquellos agregados que se fracturan cuando se someten a un excesivo y constante proceso de congelamiento y descongelamiento. Esta propiedad se puede determinar en el laboratorio reproduciendo este fenómeno alternativamente en muestras saturadas de agregado grueso.

Permeabilidad.

Las características de permeabilidad de una mezcla de suelos finos y agregados depende de: 1. - distribución granulométrica, 2. Tipo de agregado grueso. 3. Tipo de cementante y 4. peso volumétrico.

Como ya se sabe el coeficiente de permeabilidad (k) se expresa en la siguiente ecuación:

$$v = k i$$

Es extraordinariamente importante la permeabilidad de los materiales que forman la base. La siguiente tabla proporciona algunos valores de la permeabilidad y las condiciones de drenaje en 3 tipos de materiales.

Tipo de material	Drenaje General	Variación del Coeficiente de permeabilidad (pies/día)
Gravas arenosas sin finos	Excelente	1.0 +
Grava arenosa con el óptimo de finos	Muy pobre a mediano	0.001 a 1.0
Grava arenosa con exceso de finos	Muy pobre	menor de 0.001

La Figura No. 11.7 presenta el coeficiente de permeabilidad como un función del por ciento de finos. Es interesante tomar en cuenta el hecho de que los materiales granulares se hacen menos permeables cuando se les mezcla con un suelo cementante. Un agregado que se gradúa para obtener el peso volumétrico máximo puede llegar a ser casi impermeable. En general los materiales triturados tales como las calizas tienen altos valores de permeabilidad, para una graduación determinada, que la mayoría de los granos comunes.

Al diseñar un camino se deben tomar muy en cuenta las características de drenaje de la base para cada sección transversal. Si se emplea una base compacta de buena graduación impermeable no se requiere la instalación de drenes o prolongar la base a través de los acotamientos con el objeto de propiciar el drenaje. Bases compuestas y bien graduadas se pueden construir en trincheras ya que la impermeabilidad de la base disminuye la posibilidad de que el agua penetre. Sin embargo, la experiencia señala que una base de-

graduación abierta debe ser drenada. Si se construye en trinchera lo más seguro es que atrape agua dando como resultado la falla del pavimento.

#### Comportamiento bajo carga.

El comportamiento de las mezclas granulares cuando se someten a cargas repetidas es extremadamente complejo y no se puede precisar a través de una sola prueba de laboratorio. Sin embargo, considerando tanto los resultados del campo como las pruebas de laboratorio se ha encontrado que el comportamiento de la combinación de una base y capa subrasante que se somete a cierta aplicación de cargas depende fundamentalmente de la estabilidad de la base en sí misma. La Figura 11.8 (pág. 292 Yoder) muestra los resultados obtenidos en una base de varias graduaciones que fue sometida a una prueba de cargas repetidas. Las curvas de abajo muestran la relación entre la deflexión acumulativa y los valores de  $n$  de la ecuación:

$$p = 100 \left( \frac{d}{D} \right)^n$$

Las curvas de arriba, de la misma figura, indican el peso del material de la capa subrasante que se introdujo en la base durante la aplicación de la carga repetida. La capa subrasante se formó con una arcilla limosa (CL) compactada a 95% del peso volumétrico en prueba modificada AASHO; cada muestra se sometió a una presión vertical de 25 psi. Considerando la base de grava, las deflexiones altas, para valores en  $n$  entre 0.4 y 0.8 resultaron de la acción del "bombeo" desarrollado en la base misma. Por otro lado, las deflexiones altas, para valores de  $n$  entre 1.2 y 2.0, resultaron de la intrusión de la capa subrasante en la base.

Los datos del laboratorio y del campo indican que una base que tiene una cantidad de finos ligeramente menor que la que se requiere para el peso volumétrico máximos, estables y además estará protegida contra la intrusión de materiales.

Si a una base se le permite drenaje o se le va a proteger contra la acción del congelamiento lo esencial en el diseño es que sea del tipo de graduación abierta (textura abierta) durante la vida del pavimento. A esta solución se debe agregar la colocación de una delgada capa de arena, o cualquier otro material fino conveniente, entre la capa subrasante y la base. Este caso se presenta cuando se construyen bases de macadam sobre capas subrasantes suaves y saturadas. Las presiones que se aplican a la base durante el período de construcción generalmente no rebasan a las que el tránsito impone cuando

entra en operación el pavimento. Una base construida parcialmente que se utiliza como camino de acarrees, o simplemente de transportes, se puede arruinar debido a la intrusión de la capa subrasante que se produce con la acción del "bombeo". La posibilidad de estas fallas se puede disminuir colocando precisamente la capa de arena antes mencionada, o bien drenando la base a través de los acotamientos a fin de evitar que el agua libre se acumule en la base.

La capa de arena previene la intrusión de la capa subrasante dentro de la base, se le asigna un "tamaño nominal de la partícula" correspondiente a la malla No. 8, ver la Figura 11.9 (página 294 Yoder). Antes de poner la base se coloca la capa de arena sobre la capa subrasante de manera que se tome el debido cuidado para que el equipo de construcción no produzca demasiados surcos que mezclen la arena con el material de la capa subrasante.

Una base de graduación abierta es la mejor bajo el punto de vista del drenaje de la acción del congelamiento y de evitar el "bombeo". En los pavimentos rígidos si la ecuación de la curva granulométrica es de una base graduada tiene un valor de  $n$  mayor de 1.2 o si el tamaño nominal de una base de graduación uniforme es mayor de 3/8" aproximadamente, se recomienda colocar entre la base y la capa subrasante una capa delgada de arena. Esta capa de arena (denominada a veces filtro) tiene por lo general un espesor que varía entre 2 y 4".

#### Requisitos típicos de graduación.

El objeto de las especificaciones en el aspecto de la graduación de materiales para bases y sub-bases es asegurar una estabilidad adecuada cuando se les somete a la aplicación de cargas repetidas. En la mayoría de los casos no es económico hacer un gran número de pruebas de laboratorio con el objeto de conocer el efecto de la graduación sobre la estabilidad. Esto da como resultado que la mayoría de los individuos que se dedican a la construcción de pavimentos hacen uso de especificaciones típicas con las cuales se pretende obtener la máxima estabilidad. La tabla siguiente (11.2) señala los requisitos de graduación para bases y sub-bases según las especificaciones AASHO. En general estos requisitos siguen el criterio de la graduación para un peso volumétrico máximo. Además, el límite líquido de la fracción que pa

pasa la malla No. 40 no debe ser mayor de 25%, admitiéndose un valor máximo en el índice plástico de 6%.

TABLA No. 11.2  
REQUISITOS DE GRADUACION AASHO PARA MEZ  
CLAS DE SUELOS.

MALLA	Peso en % del material que pesan las mallas.					
	Grad. A	Grad. B	Grad. C	Grad. D	Grad. E	Grad. F
2 pulg.	100	100				
1 pulg.		75-95	100	100	100	100
3/8 pulg.	30-65	40-75	50-85	10-100		
No. 4	25-55	30-60	35-65	50-85	55-100	70-100
No. 10	15-40	20-45	25-50	40-70	40-100	55-100
No. 40	8-20	15-30	15-30	25-45	20-50	30-70
No. 200	2-8	5-20	5-15	10-25	6-20	8-25

Los requisitos de graduación tal y como aparecen en esta tabla son muy amplios de manera que no es posible que cubran adecuadamente todas las situaciones que se presenten en la realidad. Por ejemplo, la graduación B permite una variación entre 5 y 20% de material que pasa la malla No. 200. Si se observa la Figura 11.2 (página 286 Yoder) esta situación conduce a la obtención de valores de resistencia que son muy bajos. Por ello debe reconocerse que las especificaciones de graduación deben balancearse entre la posibilidad de realizar la construcción conveniente y del ideal que asegure la estabilidad máxima.

#### Proporcionamiento de las mezclas de suelo.

Una vez que el ingeniero ha determinado la graduación que es adecuada según los requisitos de un material particular, es necesario dar la proporción de agregado que llene éstos requerimientos. En muchos casos se puede comprar material de bancos clasificados que tengan una buena graduación.

Sin embargo en ciertos casos será necesario hacer la proporción con dos o tres materiales. La Figura 11.10 (página 296 (Yoder) indica en forma gráfica la manera de proceder en este caso.

Si se tienen un agregado grueso, una arena y una arcilla limosa para ser mezcladas, lo primero que se hace es dibujar en un triángulo la graduación correspondiente a cada uno de los materiales. El punto A representa la graduación para el material grueso, el B para la arena y el C para el fino. El punto D representa la graduación que se desea tener; en seguida se usan los puntos A y B y C con D por medio de líneas, la línea C D se extiende hasta llegar a E, tal como se indica en la gráfica. Para determinar las proporciones adecuadas de cada material se toman las magnitudes a escala sobre las líneas mencionadas, utilizando las ecuaciones de la Figura 11.10

#### Proporcionamiento de materiales para diferentes pesos específicos $S_s$ .

Cualquier especificación relativa a la graduación solo es válida en la medida en que los materiales finos como los gruesos tienen aproximadamente el mismo peso específico ( $S_s$ ). Es conveniente recordar que, de acuerdo con la Figura 11.1 (página 285 Yoder) las características físicas de una mezcla de suelo dependen de la relación de los volúmenes del material grueso al fino. No obstante no es práctico proporcionar los materiales sobre la base de sus volúmenes; por lo tanto las especificaciones siempre se basan en los porcentajes referidos al peso de los materiales. Si el agregado grueso tiene un peso específico  $S_s$  considerablemente mayor que el correspondiente al fino, las graduaciones que se dan en la tabla 11.2 darán como resultado mezclas que son demasiado ricas. Inversamente, si la fracción fina tiene mayor peso específico  $S_s$  que es el grueso, la cantidad de finos será menor. Este aspecto se ilustra en la Figura 11.11 (ver página 298 Yoder) donde se tienen curvas de peso volumétrico seco contra el material que pasa la malla No. 200. Como agregado grueso se tiene una arena bien graduada con  $S_s=2.10$  mientras que los finos tienen un  $S_s$  de 2.75.

Al aumentar el porcentaje de finos se observa que aumenta el peso volumétrico para este material hasta un valor de 44% del material que pasa la malla No. 200. Esto representa una contradicción a los datos de la Figura 11.4 de acuerdo con las teorías del peso volumétrico máximo, la máxima compacidad se verifica entre el 10 y el 14% del material que pasa la malla No. 200. Sin embargo, cuando el material se coloca en el camino con esta graduación es muy difícil compactarlo.

Las curvas inferiores de la Figura 11.11 (página 298 Yoder) indican cómo los valores de los pesos volumétricos pueden conducir a errores importantes en este caso particular. Aunque el peso volumétrico de las mezclas aumentó para altos porcentajes finos esto constituye un resultado que se deriva de la diferencia de pesos específicos (Ss). Al observar estas curvas inferiores se ve la cantidad real del agregado grueso del 25% del material que pasa la malla No. 200 (finos), y a partir de este punto disminuye rápidamente. Entre el 0% y 25% de finos, la adición de éstos produce el relleno de los huecos que van quedando disponibles entre las partículas de agregado grueso, y para cantidades de finos mayores de 25% resulta una subsecuente reducción de la cantidad de agregado grueso. De lo anterior se concluye que los puntos donde las curvas cambian bruscamente corresponden a los máximos pesos volumétricos en lo que se refiere a la reducción del espacio del poro.

Los anteriores factores siempre se deben tomar en consideración sobre todo cuando se hacen proporciones con agregados gruesos ligeros sobre la base de mediciones en peso; o bien con agregados gruesos de alto peso específico como en el caso de las rocas ígneas. Dondequiera que se encuentran estos materiales, no se deberán utilizar las especificaciones arbitrarias relativas a la graduación, sino que más bien se debe estudiar cada material en particular en forma completa. Las pruebas que se pueden utilizar son las de compactación estándar y las del C.B.R.

#### Bases Tipo Macadam.

El término macadam significa una base o capa superficial del camino, constituida por piedra triturada de graduación uniforme aproximadamente, a la cual se le agrega durante la construcción, ciertos materiales pétreos que trabajan o actúan dentro de la masa. Las bases macadam pueden ser de:

- a). Materiales mezclados en seco.
- b). Materiales mezclados con finos y agua.
- c). Mezcla de penetración.

Estas subdivisiones dependen del método constructivo que se usa.

El macadam en seco es una base de agregado triturado, que por medio del rodillo o vibración se le produce una trabazón entre partículas que le es característica y al mismo tiempo le permite una cierta estabilidad. El macadam

mezclado con agua consiste en que el agregado se le suministre este líquido después de que se le ponen los finos, terminando con un rodillado de toda la masa. Se obtiene también cierta estabilidad derivada de la trabazón de las partículas y también de cierta cementación de la fracción fina.

El macadam de penetración se prepara agregando un material bituminoso que se esparce sobre la piedra permitiéndole que penetre en la masa. Las bases de macadam obtienen su resistencia principalmente de la trabazón entre sus partículas, como se ha dicho y también del contenido óptimo de finos. Cuando se tiene que decidir entre la construcción de una base de macadam o de mezcla de suelos se resuelve tomando en cuenta principalmente el factor económico, esto depende naturalmente, de la disponibilidad de los materiales en la región en que se construya.

Los materiales para las bases tipo macadam se construyen de piedra triturada, escorias y gravas trituradas y otras partículas angulosas. Para que la piedra triturada sea aceptable seben someterse a la prueba de Los Angeles, debiendo tener una pérdida por abrasión no mayor de 40% después de 500 revoluciones.

Las especificaciones de graduación para estos materiales se indican en la tabla 11.4. Los materiales deben estar libres de materias nocivas debiendo contener una cantidad mínima de limos y arcillas.

Por su naturaleza las bases de macadam son de graduación abierta por consiguiente deberán protegerse por medio de una capa de arena o materiales limosos colocada entre la capa subrasante y la base de esta manera evitar la intrusión de la capa subrasante en la base.

TABLA 11.4  
 REQUISITOS AASHO PARA PIEDRAS Y ESCORIAS  
 TRITURADAS EN BASES.

MATERIAL	POR CIENTO
Tamaño de 2" a 1"	
Pasando la malla de 2 1/2"	100
Pasando la malla de 2"	95-100
Pasando la malla de 1 1/2"	35-70
Pasando la malla de 1"	0-15
Pasando la malla de 1/2"	0-5
Tamaño de 2 1/2" a 1 1/2"	
Pasando la malla de 3"	100
Pasando la malla de 2 1/2"	90-100
Pasando la malla de 2"	35-70
Pasando la malla de 1 1/2"	0-15
Pasando la malla de 3/4"	0-5
Tamaño de 3 1/2" a 1 1/2"	
Pasando la malla de 4"	100
Pasando la malla de 3 1/2"	90-100
Pasando la malla de 2 1/2"	25-60
Pasando la malla de 1 1/2"	0-15
Pasando la malla de 3/4"	0-5
Tamaño de la malla No. 4 al de finos	
Pasando la malla de 3/8"	100
Pasando la malla No. 4	85-100
Pasando la malla No. 100	10-30

Una base de macadam de penetración es aquella en que cada capa se va rodando y consolidando y al final se le da la penetración con un cementante bituminoso. El cementante para macadam bituminoso debe tener una consistencia capaz de sostener bien unida a la masa de agregados y a la vez que ofrezca una determinada cementación. Para que se cumpla esta situación se emplean

cementos asfálticos cuya penetración comunmente varía de 90 a 150 (décimos de mm.). El asfalto se calienta rociándolo luego sobre la capa de agregado rodillado por medio de un distribuidor de presión. La cantidad y el tipo que deben ser empleados varían de un lugar a otro.

#### Drenaje de Bases y Sub-bases.

La permeabilidad de los materiales granulares depende de la distribución granulométrica, forma de la partícula y del peso volumétrico relativo. En el diseño del drenaje deben ser considerados también el ancho y pendiente de la base.

Por lo general se recomienda la construcción de bases que suministren el drenaje libre, provistas de un adecuado subdrenaje. Sin embargo en algunos casos el costo evita que se coloquen materiales que llenen los requisitos anteriores. En estos casos no se construyen drenes y la base de diseño con una alta compactación, que inclusive se puede construir en trinchera. Aún así, la experiencia señala que una base compactada en forma inadecuada, de buena graduación, construida en trinchera puede atrapar agua en la interfase con la carpeta. Por ejemplo, esto sucede cuando una base de pavimento rígido se consolida bajo la acción de cargas repetidas, dejando un cierto espacio entre la base y la losa. La mayor parte del agua que se acumula en la base procede de la infiltración a través de la superficie; el agua penetra por las grietas, las juntas y la orilla del pavimento. Solamente la colocación de acotamientos perfectamente estabilizado podrán disminuir la infiltración lateral.

La Figura 11.12 presenta diversas instalaciones típicas de drenaje que se usan con cierta frecuencia en pavimentos de caminos y aeropuertos. Bases de buena graduación y compactas que se construyen en trinchera se han usado con mucho éxito en áreas donde existen suelos del tipo glacial. En algunas zonas existen materiales naturales que son permeables, mientras que en otras se tiene que recurrir a materiales preparados por medio de la trituración. Para estos casos se debe enfocar el esfuerzo para poder drenar eficientemente la base, y por lo tanto se evita la posibilidad de que se sature la capa subrasante y que el pavimento falle en lo que se refiere a la acción del congelamiento y descongelamiento.

Es muy común en la práctica en la mayor parte de los EE.UU. emplear tubos pa

ra drenar, que se instalan lateralmente en el pavimento con el objeto de drenar las pendientes externas. Los drenes de la base se pueden utilizar tanto para ésta como para la capa subrasante con lo cual se obtiene el subdrenaje del pavimento. Debe tomarse en consideración, sin embargo, que las instalaciones de drenaje para el caso de bases cerradas, muy compactas, no son recomendables debido a que prácticamente no existirá la necesidad del drenaje. Puede ser ventajoso construir bases de graduación abierta en trincheras y establecer el drenaje a niveles más bajos en flujo vertical, esto depende naturalmente del perfil del pavimento. En estos casos los drenes se instalan en una dirección transversal a través de todo el ancho del pavimento. El tamaño de la tubería del drenaje por lo general se elige entre los diámetros de 4" a 6" pero pueden ser utilizadas dimensiones arbitrarias.

Los subdrenes para aeropuertos se colocan en todos los puntos bajos que formen por lo menos dos líneas, una longitudinal y otra transversal. Esto obliga a instalar drenes en las áreas donde se encuentran las plataformas. Es importante también hacer un estudio completo de las características de permeabilidad del material de la base antes de hacer consideraciones respecto del drenaje de la base en regiones laterales, tanto de las pistas como de las calles de rodaje. Si la base tiene un coeficiente relativamente bajo de permeabilidad, existirán dudas respecto a la instalación del drenaje lateral, debido a que la velocidad del drenaje a través de la base puede ser muy baja, entonces resultará que la porción central de la pista existirá una condición de saturación por períodos de tiempo considerables después de cada precipitación fuerte.

Asimismo es interesante acentuar la importancia de los beneficios que se derivan de un drenaje adecuado tanto en las carreteras como en los aeropuertos. Sin embargo, la instalación de drenes está sujeta prácticamente al factor económico. En aquellas áreas donde se usan agregados de bajo costo, los cuales carecen de un drenaje libre, puede ser más económico construir la base en trinchera sin considerarle drenaje. Por otra parte, si la base está construida por material permeable, se recomienda el empleo de subdrenajes dando con ello un factor adicional de seguridad contra la saturación de la capa subrasante. En todos los casos debe tenerse cuidado especial a fin que la infiltración a través de la superficie sea reducida a un mínimo posible.

El relleno que se coloca alrededor del dren se debe diseñar de acuerdo con los requisitos de filtro empleando las ecuaciones correspondientes que se dieron a conocer en el capítulo de la capa subrasante. Si los drenes se colocan en las zonas de los acotamientos la trinchera para el dren llevará una capa impermeable tal como se indica en la Figura 11.12. El relleno se apisona alrededor del tubo con el objeto de compactarlo adecuadamente y las perforaciones del tubo deben quedar en la zona interior.

#### Drenaje en Bases de Pavimentos de Aeropuertos.

(A. Casagrande y W.L. Shannon).

Las bases en pavimentos de aeropuertos pueden llegar al estado de saturación cuando se presentan determinadas condiciones. Se ha hecho un estudio experimental, tanto en el laboratorio como en el campo, con el objeto de averiguar las causas de esta saturación de bases. Asimismo se ha procedido haciendo un análisis teórico aproximado del drenaje en bases saturadas con el objeto de establecer una comparación con los resultados de las pruebas sobre modelos y sobre los mismos prototipos (pistas). Estas comparaciones demuestran que las fórmulas propuestas son satisfactorias para el diseño del drenaje en bases de pavimentos en aeropuertos.

Es muy generalizado el reconocimiento de que las bases saturadas son perjudiciales a la vida del pavimento debido principalmente a que no son lo suficiente resistentes como las bases drenadas.

El tránsito impulsa al agua hacia arriba a través del pavimento en las juntas y grietas produciendo, como se sabe, una temprana desintegración de las mezclas bituminosas, o bien el "bombeo" en las juntas de los pavimentos rígidos. De lo cual se incluye que el drenaje de las bases es casi siempre necesario para eliminar la causa principal de la falla en los pavimentos de aeropuertos.

El Cuerpo de Ingenieros (United States Department of the Army) desarrolló una serie de observaciones (1945-1947) en aeropuertos de todos los Estados de la Unión Americana. Estas observaciones señalan que las bases en los pavimentos de los aeropuertos pueden saturarse completamente bajo ciertas condiciones. La mayoría de las observaciones tuvieron como objetivo las dos causas principales en la saturación de bases, la acción del congelamiento y la-

infiltración a través del pavimento. Se hicieron estudios detallados en seis aeropuertos en los Estados Maine, Michigan, Wisconsin, North Dakota y South Dakota, de los niveles freáticos en la capa subrasante y de las aguas retenidas o atrapadas en las bases tanto en los pavimentos bituminosos como rígidos. El gasto de los drenes de la base se midió en varias regiones estudiadas.

Condiciones generales en el sitio A. En la Figura 1 (a) el área de prueba designada por el sitio "A" en la parte de un Aeropuerto localizado en la región norte de Maine. La base se compone de grava y arena bien granuladas con tamaño máximo de "3" con un contenido de finos de 3% a 5%. El coeficiente de permeabilidad del material de esta base tiene un valor medio de  $27 \times 10^2$  cm., por segundo; no se colocaron drenes. No obstante, en el borde del pavimento la base se construyó en forma corrida hasta el acotamiento, con lo cual se permite el drenaje. La capa subrasante que va debajo de la base tiene un espesor de 5 pies y se compone de una mezcla de grava, arena y limo compactada; tiene un coeficiente de permeabilidad medio de  $1 \times 10$  cm. por segundo. Debajo existe un depósito similar y más allá de 20 pies existe un manto rocoso de lutita.

Al excavar pozos a cielo abierto durante el invierno 1945-1946 se encontró que la congelación penetró a una profundidad aproximada de 6 pies a partir de la rasante. La acción de congelamiento en la capa subrasante produce un hinchamiento o expansión del pavimento con un valor medio de 0.2 pies.

Los pozos de observación indicaron que durante el otoño y el invierno la profundidad del agua freática en la capa subrasante fluctuaba entre 7 y 12 pies desde el nivel de la rasante. Se observó durante el otoño que había agua atrapada en la base según se puede ver en la Figura 1 (a). Durante la primavera, tan pronto como la base entró en el período de descongelamiento, los pozos de observación indicaron otra vez agua atrapada en la base y un ascenso del nivel freático en la capa subrasante. El agua atrapada en la base ascendió rápidamente a medida que el descongelamiento progresaba hasta llegar casi a la superficie del pavimento en seguida. lentamente se inició el drenaje y para fines del mes de junio había descendido casi hasta la mitad de la base.

En el sitio B, Figura (b), localizado también en el norte de Maine, se hicieron observaciones en una calle de rodaje de pavimento flexible con una carpeta de concreto asfáltico. La base y la capa subrasante eran similares a las del sitio A, excepto que el espesor de la capa subrasante era menor. Se colocaron dos drenes lateralmente bajos el nivel de la base.

Se observaron las posiciones máxima y mínima del nivel de aguas freáticas durante el período de un año, permaneciendo siempre arriba y casi paralelo al manto rocoso. Durante la primavera e inmediatamente después del deshielo en la base, se observó al agua atrapada dentro de ésta.

Este manto de agua fue descendiendo lentamente y en el término de tres semanas, después del completo deshielo, la base quedó totalmente drenada. La acción del congelamiento en la capa subrasante produjo una expansión o levantamiento en la carpeta del orden de magnitud de 0.25 pies. En la mayor parte de esta área no se produjeron agrietamientos en el concreto asfáltico. Por consiguiente, se cree que el agua atrapada que apareció en la base se debió a un flujo de agua ascendente proveniente del deshielo en la capa subrasante.

En el sitio C, Figura 1 (c), localizado en Massachusetts, se trata de un pavimento de concreto asfáltico en una pista, compuesto de una base de gravarenosa y una capa subrasante de arena limpia. Antes de la construcción el nivel de aguas freáticas se encontraba a una profundidad aproximada de 1 pie. Durante el período de construcción se hizo descender el nivel de agua por medio de canales abiertos, además se instalaron drenes debajo del pavimento tal como se muestra en la Figura 1 (c) a fin de controlar el agua freática.

Se hicieron observaciones del funcionamiento de los drenes y del nivel freático durante la primavera de 1946 indicando que el agua freática nunca ascendió más allá de la plantilla de los drenes, como se muestra en las dos posiciones del nivel en la Figura 1 (c). En el caso de la capa subrasante (cuyo coeficiente de permeabilidad aproximado, de  $10 \times 10^{-4}$  cm. por segundo), los canales abiertos en las áreas de entre pistas, eran aparentemente adecuados para mantener constante el nivel de aguas freáticas. En el sitio D, Figura 1 (d), en la parte central de Maine, se trataba de una pista pavimentada con concreto asfáltico. La base compuesta por una mezcla de grava, arena y limos bien graduada.

La capa subrasante de una arcilla limosa azul gris; fueron instalados drenes en cuatro líneas.

La observación del nivel de aguas freáticas en 1946 y en 1947 indicaron que durante el verano, el otoño e invierno el nivel fue progresivamente bajando, alcanzando en el mes de diciembre su posición más baja.

Durante la primavera, a medida que la capa subrasante se fue descongelando, se observó el nivel de aguas freáticas en la base tal como aparece colocado en la Figura 1 (d), correspondiente a la fecha del 2 de abril. En el área correspondiente a los acotamientos este nivel ascendió hasta llegar a la superficie en algunas veces. Cuando el proceso de descongelamiento se completó en la capa subrasante el nivel permaneció invariable en la base por un período de tiempo relativamente corto. De ahí en adelante empezó gradualmente el descenso y como para el mes de agosto tanto la base como la superficie tratada de los acotamientos habían sido drenadas.

Durante la primavera, el agua de la base en la porción de los acotamientos frecuentemente estuvo a una elevación mayor que en la base debajo del área encarpeta, según se ve en el nivel alcanzado por el agua, para la fecha del 2 de abril. Además debe tomarse en consideración que se llevó una correlación bastante aproximada entre la precipitación y el gasto de descarga en los drenes colocados debajo de los acotamientos. De consiguiente, se puede llegar a la conclusión de que el nivel alto del agua freática debajo de los acotamientos se debió principalmente a la infiltración de la precipitación dentro de la base a través del tratamiento superficial asfáltico. Por otra parte, es posible de creer que en la base debajo del área donde hay carpeta el agua proviene principalmente del deshielo producido en la capa subrasante y ayudada quizá por ciertas infiltraciones producidas a través de las grietas de dicha carpeta.

El sitio E., Figura 1 (e), localizado en Michigan, se trataba de un pavimento rígido en una plataforma, con una base de grava y arena y una capa subrasante compuesta de una arena limo-arcillosa. Los drenes instalados se extienden alrededor de la periferia debajo de la plataforma.

Las observaciones hechas en el nivel de aguas freáticas de la capa subrasante indicaron que varió de un nivel que ligeramente rebasaba a los drenes hasta una posición más baja según se puede apreciar en la misma Figura. El nivel

alcanzó su máxima altura después del período de deshielo. Hay que hacer notar que hubo un levantamiento del pavimento (expansión) en la superficie de un promedio de  $3/3''$ . Se observó además agua atrapada en la base durante el período de deshielo, según queda señalado en la Figura 1 (c), para las fechas del 7 y 15 del mes de marzo de 1946.

Por lo tanto es digno de pensarse que la mayor parte del agua en la base, durante el período del deshielo, tuvo origen en la infiltración del agua superficial a través de las juntas y grietas del pavimento. Realmente hubo un flujo casi continuo de agua a través del pavimento (losa) durante este período como resultado del deshielo de los bancos de nieve almacenada cerca de la corona de la plataforma.

#### Análisis teórico del drenaje en bases.

El drenaje en bases saturadas es un problema de flujo inestable o no permanente con superficie libre. Al presente, el desarrollo matemático todavía no permite dar una solución rigurosa a tales problemas.

Por consiguiente, cualquier intento de solución matemática debe basarse en suposiciones simplificadoras.

#### Análisis en base horizontal.

Las suposiciones en que se basa el análisis matemático se ilustran en la Figura 2. La centro-línea y el fondo de la base se consideran constituidos por fronteras impermeables como se ve en el rectángulo con sus dos lados asciurados. El gasto sale por el lado derecho según queda supuesto. Al iniciar se el drenaje se considera que la base está saturada y rápidamente se inicia el drenaje en la cara derecha. Asimismo se supone que la superficie del agua libre permanece en línea recta (en corta) al variar el tiempo.

Para llevar a cabo este análisis se divide en dos partes el proceso del drenaje: (1) la primera parte, Figura 2 (a), en la cual la superficie libre pasa gradualmente de la posición 1-4 a la posición 1-3; y (2) la segunda parte, Figura 2 (b), en que el cambio se verifica de la posición 1-3 a la 1-2. Para la primera parte del proceso del drenaje la ecuación diferencial se puede establecer considerando la posición de la superficie libre después de transcurrido un tiempo  $t$  hasta el tiempo  $t + dt$ . En el tiempo elemental  $dt$ , el gasto de por unidad de ancho, es igual al área triangular asciurada 1-5-6

multiplicada por la porosidad efectiva  $n_e$ . Esta porosidad es igual a la relación del volumen de huecos que puede ser drenado y el volumen total del suelo. Se supone constante, es decir, independiente respecto de su altura sobre la frontera impermeable.

$$dq = \frac{H n_e}{2} dx \quad (1)$$

El flujo a través del volumen 1-5-7 se calcula considerando la ley de Darcy. La suposición más simple que puede hacerse es emplear  $H/2$  igual al área-media por unidad de ancho a través de la cual se efectúa el flujo y además suponer un gradiente hidráulico efectivo de  $H/x$ . En estas condiciones la velocidad del flujo se puede expresar de la siguiente manera:

$$\frac{dq}{dt} = k \frac{H}{2} \frac{H}{x} = \frac{k H^2}{2x} \quad (2a)$$

En esta forma, la ecuación es idéntica a la fórmula de Dupuit establecida para un flujo permanente a través de una presa de tierra considerando el material homogéneo.

Se puede introducir una mayor flexibilidad en la solución de este problema si se considera un gradiente hidráulico efectivo igual  $\frac{H}{C_2 X}$  y un área media, por unidad de ancho, igual a  $H/c_2$ ; en donde  $C_1$  y  $C_2$  son cantidades que se suponen constantes durante el proceso del drenaje. Substituyendo  $C = C_1 C_2$  se obtiene:

$$\frac{dq}{dt} = \frac{k H^2}{C X} \quad (2b)$$

Mientras que en la ecuación (2a) la constante  $c = 2$ , una cantidad conocida, (más bien supuesta) se debe observar que en la ecuación (2b) la cantidad  $c$  representa un parámetro que no se conoce y que debe ser determinado por otros medios, por ejemplo de pruebas o ensayos hechos en un modelo. Combinando la ecuación (1) y la (2b) se obtiene una simple ecuación diferencial, cuya solución arroja la siguiente ecuación:

$$t = \frac{c n_e}{4 K H} x^2 \quad (3)$$

El grado de avance del drenaje se define cómo la relación del área (triángulo 1-2-3-4). Esta relación sin dimensiones se le puede llamar simplemente

"grado de drenaje".

$$U = \frac{\text{área drenada}}{\text{área total}} \quad (4)$$

Si se expresa en porciento:  $U\% = 100U$ . Además de  $U$ , se tiene el recurso de introducir otra cantidad sin dimensiones.

$$T = \frac{2 t k H}{C n_e L_2}$$

que se denomina el factor tiempo.

Al combinar  $U$  y  $T$  con la ecuación (3) se obtiene la fórmula que da el avance del drenaje.

$$T = 2 U^2 \quad (6)$$

Esta ecuación es válida para  $U \leq 0.5$ . Por medio de una derivación similar se obtiene la solución para la segunda mitad del proceso del drenaje, para la cual el triángulo variable 1-2-6 tiene una longitud de base constante  $L$  y una altura variable  $h$ , Figura (2b).

$$dq = \frac{L n_e}{2} dh \quad (7a)$$

$$dq = k \frac{h}{2} \frac{h}{x} dt = k \frac{h^2}{2x} dt \quad (7b)$$

$$dq = k \frac{h^2}{Cx} dt$$

La solución final se puede expresar por medio de la siguiente relación entre cantidades sin dimensión  $T$  y  $U$

$$T = \frac{U}{2 - 2U} \quad (8)$$

Esta ecuación es válida cuando  $U \geq 0.5$ .

#### Análisis de una base con pendiente.

Las suposiciones sobre las cuales se basa el siguiente análisis son similares a las sustentadas en el caso de la base horizontal, caso que se ilustra en la Figura 3. El proceso matemático, sin embargo, no es demasiado simple. Para la primer media parte del proceso del drenaje Figura (3a), las ecuaciones elementales son como sigue:

$$dq = \frac{H n_e}{2} dx \quad (9a)$$

$$dq = k \frac{H}{2} \frac{H + X \tan \alpha}{X} dt = \frac{H^2 + H X \tan \alpha}{2 X} dt \quad (9b)$$

$$dq = k \frac{H^2 + H X \tan \alpha}{c X} dt \quad (9c)$$

A fin de simplificar la introducción para llegar a la solución, es importante considerar (además de T y U) una tercera cantidad sin dimensiones que se denomina el "factor pendiente".

$$S = \frac{H}{L \tan \alpha} \quad (10)$$

En donde  $\alpha$  es el ángulo de la pendiente de la cara inferior de la base.

La solución final se expresa en la forma siguiente:

$$T = 2 U S - S^2 \log \frac{S + 2U}{S} \quad (11)$$

ecuación válida para  $U \leq 0.5$ . Por medio de una derivación semejante Figura (3b) se obtiene la solución para la segunda media parte en el proceso de drenaje. Las ecuaciones elementales y la solución final son como sigue:

$$dq = - \frac{L n_e}{2} dh \quad (12a)$$

$$dq = k \frac{h}{2} \frac{h + L \tan \alpha}{L} dt = \frac{h^2 + hL \tan \alpha}{2L} dt \quad (12b)$$

o bien 
$$dq = k \frac{h^2 + hL \tan \alpha}{c L} dt \quad (12c)$$

$$y T = S + S \log \frac{2S - 2US + 1}{(2-2U)(S+1)} - S^2 \log \frac{S+1}{S} \quad (13)$$

En la Figura 4 se presentan gráficamente las ecuaciones 6 y 8 para la base horizontal y las ecuaciones 11 y 13 para las bases inclinadas que tienen un "factor pendiente" de  $s = 0.5$  y  $1.0$  en la mayoría de los casos es conveniente dibujar estas curvas de T vs U en un sistema semilogarítmico. Debido a que el factor tiempo (T) es directamente proporcional al tiempo (t) el efecto de la pendiente sobre la velocidad del drenaje se puede comparar de una manera rápida en la Figura 4.

Por ejemplo, una base inclinada con un "factor pendiente" de  $S = 0.5$  requiere cerca de la mitad del tiempo, para obtener un 50% de drenaje, del que ne-

necesitaría una base horizontal, y cerca de la cuarta parte del tiempo para alcanzar el 90% del drenaje.

Debe observarse que para la base horizontal cada curva T v.s U representa la solución para todas las combinaciones de  $k, n, H, L,$  y  $C$  ya que estas variables y también el tiempo  $t$ , están incluidas en el factor tiempo  $T$ . Para usar la curva teórica T-U en un caso real se necesita solamente transformar la escala de  $T$  en una escala de tiempo valiéndose de la ecuación 5.

#### Recomendaciones para el diseño de bases drenadas.

Como resultado de las investigaciones hechas se pueden dar las siguientes recomendaciones y además los requisitos que deciden el establecimiento de las bases drenadas.

1. En aquellos lugares donde se espera la infiltración del agua superficial a través del pavimento donde como resultado la saturación de la base.
2. Los lugares donde el pavimento se inunda ocasionalmente o donde el nivel de agua freática se eleva en la base.
3. En todos aquellos puntos bajos de pendientes longitudinales mayores de 2%.
4. Lugares donde existe la posibilidad de una considerable segregación por congelamiento en la capa subrasante.

Por lo general, una base no está propensa a saturarse cuando la capa subrasante es relativamente permeable, a excepción de aquellos casos donde se pueda desarrollar segregación por congelamiento en la capa subrasante. Los requisitos para los drenes de la base se deben modificar en aquellos lugares donde deberá instalarse un buen subdrenaje a fin de abatir el nivel freático en la capa subrasante o bien en el caso de que haya necesidad de interceptar el agua que fluye en las zonas permeables. Este drenaje se debe diseñar también para que drene la base.

Los factores principales que determinan el diseño del drenaje son las dimensiones, la pendiente, el coeficiente de permeabilidad de la base y el espaciamiento de los drenes. Durante el diseño estos factores se pueden variar hasta lograr una solución práctica. Por ejemplo, puede resultar más económico utilizar un material de base de baja permeabilidad combinado con un espa

ciamiento más reducido entre drenes que un material más permeable y por consiguiente más caro (EE.UU.), que vaya combinado con un espaciamiento mayor entre drenes.

En el caso de pistas y plataformas anchas será necesario instalar varias líneas de drenes en la base. Sin embargo, en los casos usuales de pavimentos de pistas y calles de rodaje han resultado adecuados solamente los drenes de base instalados en los bordes del pavimento.

Si se tienen que instalar drenes de base, a falta de requisitos especiales, se recomienda que estos drenes se diseñen de manera que el tiempo requerido para el 50% del drenaje de la base no sea mayor de 10 días. Esta recomendación se basa principalmente en las investigaciones realizadas por los autores (A Casagrande-Shannon) y en la experiencia. Se cree que el drenaje de la base diseñado con tal criterio es efectivo, sin que sea excesivamente costoso. Este criterio o regla se puede seguir con cualquiera de los dos procedimientos en uso que a continuación se dan a conocer: Procedimiento 1. Figura 17 representa gráficamente la relación entre el factor tiempo  $T_{50}$  y el factor pendiente  $S$  obtenido de la ecuación (11), esta curva permite lecturas directas del valor de  $T_{50}$  para un cierto valor dado de  $S$ . Empleando este valor de  $T_{50}$ , el correspondiente  $t_{50}$  se calcula de la ecuación siguiente:

$$t_{50} = \frac{c n_e T_{50} L^2}{2 k H} \quad (15.a)$$

en donde el parámetro  $c$  se toma de la Figura 14, cuya curva representa la ecuación siguiente:

$$c = 2.45 - \frac{0.8}{\sqrt[3]{S}}$$

Procedimiento II. Con fines prácticos se ha hecho una simplificación posterior llegando a la siguiente ecuación:

$$t_{50} = \frac{n_e L^2 S}{2 k H (S+1)} = \frac{n_e L^2}{2 k (H+L \tan \alpha)} \quad (15.b)$$

Dentro del rango usual, de  $H$ ,  $L$  y la pendiente en aeropuertos, se ha observado que al diseñar el drenaje empleando la anterior expresión se obtienen resultados que andan más o menos del 10% de los obtenidos con el procedimien

to I. La Ecuación (15.b) tiene la ventaja que no requiere el parámetro empírico  $c$  y además no se necesitan gráficas. El grado de aproximación de esta ecuación queda ilustrada en la forma siguiente:

S	Relación R
0.2	0.94
1.0	1.0
10.0	1.14

Ejemplo:

Una pista para aviones pesados con una corona de 300 pies se va a construir sobre una capa subrasante compuesta por una arcilla blanda según se muestra en la Figura 18. Se considera la posibilidad de una saturación ocasional de la base según la observación hecha de las condiciones locales. La base, con 4.5 pies de espesor, consiste de una mezcla de grava y arena con un coeficiente medio de permeabilidad  $K = 0.01$  pies/ minuto ( $6.1 \times 10^{-2}$  cm/ seg.) y una porosidad efectiva de 0.1

En el diseño del drenaje de la base se supone válido el criterio de que se verifica el 50% del drenaje en diez días; los drenes deberán colocarse en la base, cerca del fondo, como se puede observar en la Figura 18, de manera que  $L$  resulta ser de 140 pies. Al hacer el análisis del drenaje se supone que el espesor de la base está formado por la capa de grava y arena más el de la piedra triturada ( $H = 62$  pulgadas). El coeficiente de permeabilidad del conjunto se supone que es el mismo de la mezcla de grava y arena, esta suposición permite colocarse del lado de la seguridad.

Para determinar la eficiencia del drenaje en la sección, se procede al cálculo por medio de la ecuación (10),  $S = 2.46$ ; de la Figura 17,  $T_{50} = 0.395$ ; de la Figura 14,  $c = 1.85$ , o bien empleando la ecuación  $c = 2.45 - \frac{0.8}{S}$  y de la ecuación (15.a),  $t_{50} = 9.6$  días. Por lo tanto, dos líneas de drenes en la base colocando cada uno a 10 pies de la orilla, se consideran suficientes para resolver satisfactoriamente el drenaje.

#### Bases en pavimentos Rígidos.

Los primeros pasos que se deben considerar para el diseño de bases en los pavimentos rígidos es el estudio de la distribución granulométrica, el tipo y profundidad de la base. Esta profundidad dependerá de las funciones particulares de la base.

### Caminos.

En los pavimentos rígidos de carreteras de mucha importancia se debe colocar siempre una base. Estas bases pueden consistir de grava, arena, piedra triturada, o un material estabilizado tales como la grava cementada o la grava bituminosa. La elección del tipo de base dependerá del aspecto económico de la zona en la que se construye.

En las observaciones del comportamiento de bases se ha visto que cada uno de los tipos de base señalados dará resultados satisfactorios siempre y cuando se controle adecuadamente su graduación, proporcionándoles al mismo tiempo una alta compactación. Si se comparan las bases de grava, piedra triturada y de arena, se ha observado en algunos casos que la base de arena es la que da mejores resultados. Este punto queda ratificado e ilustrado en la Figura 11.13. La razón de ello puede ser explicada a través de la consideración de dos aspectos. Primero, arenosos evitan al máximo la acción del "bombeo", fenómeno que no sucede en tal grado en el caso de las gravas. Segundo, que en las bases de arena se puede permitir la inclusión de una mayor cantidad de finos.

Las bases granulares colocadas en los pavimentos rígidos para controlar el "bombeo" deben llenar dos requisitos:

- (1). Evitar el "bombeo del suelo de la capa subrasante a través de la base,
- y
- (2). Debe ser estable por sí misma.

Al considerar la intrusión de la capa subrasante en la base las observaciones efectuadas en el campo han demostrado que el período crítico se presenta durante la construcción.

En la mayoría de los casos, el material granular más económico que debe ser colocado debajo del pavimento rígido es aquel que está sujeto a un proceso mínimo, es decir un material en estado natural (sin trituración, mezclado, tratamientos especiales, etc). En este aspecto la norma se establece con las gravas y arenas naturales. Los datos de campo demuestran que la cantidad de finos que lleva un agregado determinará la estabilidad del conjunto, considerándose como un factor de primera orden. Las bases compuestas por materiales de textura abierta y que se ajustan a la curva de pesos volumétricos

para  $n = 0.5$

$$p = \left( \frac{d}{D} \right)^{1/2}$$

han resultado en la práctica ser completamente satisfactorias. Por otra parte los materiales que contienen mayor cantidad de finos que la que señala esta ecuación tienen, en general, un comportamiento que va de pobre hasta francamente malo.

Otros factores tales como la repetición de cargas y la disponibilidad de los materiales en localidad deben tomarse en cuenta para establecer el criterio del diseño. Aunque el comportamiento se puede correlacionar con las características de la composición granulométrica de la base, los requisitos rígidos que evitan el empleo de los materiales locales, no deben ser aplicados sobre todo en aquellos caminos donde los volúmenes de tránsito son bajos. Los datos que aparecen en la Figura 11.13 señalan que, para el caso de bajos volúmenes de tránsito de vehículos pesados, el comportamiento no depende en un alto grado del tipo de base. Sin embargo, esto no resulta cierto cuando el camino está sujeto a un tránsito elevado, donde la calidad de la base deberá controlarse en forma rigurosa.

El concepto anterior también es aplicable para el caso de los drenes de la base, y en la práctica de construcción de la base a través del acotamiento con fines de drenaje. Muchos kilómetros de pavimento construido en trinchera han mostrado un excelente comportamiento si: (1) el volumen del tránsito es bajo o (2) la base no contiene un exceso de finos; por consiguiente, el uso general de instalaciones de drenaje costosas para caminos de bajo tránsito es muy discutible. Esto es particularmente cierto donde la base es de una graduación cerrada y prácticamente impermeable.

La cantidad de finos que se permite en una base es una función de la distribución granulométrica. Si el material está bien graduado, la cantidad de suelo que pasa la malla No. 200 debe conservarse abajo de un 5% para gravas naturales, con tamaño máximo de 3/4" a 1", abajo de 8 6 9% para roca triturada en las mismas condiciones de graduación, y aproximadamente de 14% para arenas con tamaño máximo de 1/4".

La compactación de la base es extremadamente importante. Una adecuada compactación disminuye la "consolidación" de la base y la posibilidad de la

acumulación de agua entre la losa y la base. Debiendo existir uniformidad - en la compactación y en la composición del material. Una base que carece de uniformidad puede causar fallas al pavimento debido a las altas concentra - ciones de esfuerzos producidos por la losa. Ya que las bases para el con - trol del "bombeo", cuya variación fluctúa entre 3 y 9 pulgadas, han tenido un desarrollo parecido, el espesor requerido en la base se debe decidir prin - cipalmente tomando en cuenta los requisitos de construcción.

Un espesor nominal de 6" resulta satisfactorio si la capa subrasante es re - lativamente firme, permitiendo una adecuada compactación de la base. Las - posibles excepciones se presentan cuando la construcción se hace sobre ca - pas subrasantes de naturaleza plástica en las zonas de los cortes y en otras situaciones donde dicha capa resulta extremadamente inestable. En estas con - diciones resultará más económico recurrir a espesor mayores en las bases.- En algunas regiones de los EE.UU., donde hay abundancia de materiales gra - nulares, se emplean bases cuyos espesores varían de 18" a 24".

Cuando una base de graduación abierta se emplea en un pavimento rígido se - hace necesario construir sobre ella una capa de enrase antes de colocar la losa. Esto se hace con el objeto de evitar que el concreto fluya dentro - de la base y también para proporcionar una plataforma uniforme de trabajo.- El material de esta capa debe quedar libre de finos con lo cual se puede - adoptar el espesor mínimo; generalmente se usan espesores en la capa de en - rase mayores de una pulgada. Es extraordinariamente importante que esta capa se compacte con un rodillo liso del tipo ligero antes de colocar el concre - to para evitar la "consolidación" que resulta de la repetición del tránsito.

#### Aeropuertos.

En el caso de los pavimentos rígidos en aeropuertos se deben emplear las ba - ses debido a varias razones. Si se desea aumentar la capacidad estructural, el espesor de la base se puede determinar después de hacer un estudio de cos - tos relativos en varios diseños. El análisis del costo se puede completar - determinando el módulo de reacción para varios espesores de la base; luego - se procede calculando el costo de la base y comparando con lo que se aho - rra en el espesor de la losa de concreto. Los requisitos de graduación de - ben ser los mismos que para pavimentos de caminos, sin embargo en áreas de - concentración baja en el tránsito, se puede permitir una mayor plasticidad.

En muchos casos el empleo de bases granulares no se justifica cuando se trata de pavimentos en aeropuertos sujetos a un trabajo ligero (pesos y tránsito), por la razón principal de que se tienen que colocar grandes cantidades de materiales para obtener ventajas exiguas. Ya que el incremento del módulo de reacción que se obtiene, al poner la base, despreciable, resulta más económico colocar la losa directamente sobre la capa subrasante. Naturalmente que esto se puede hacer solamente después de dar la debida consideración a todos los factores concurrentes. Se recomienda tomar como base para la compactación, tanto en caminos como en aeropuertos por lo menos el 95% del peso volumétrico estándar AASHO.

#### BASES Y SUB-BASES EN PAVIMENTOS FLEXIBLES.

El objeto principal de la base y sub-base en un pavimento flexible es proporcionar una distribución de esfuerzos de tal manera que los esfuerzos cortantes y las deformaciones que se produzcan en la capa subrasante sean de magnitud despreciable, es decir, para que se tenga un diseño satisfactorio, el espesor de la base más la sub-base debe ser suficiente para evitar esfuerzos excesivos en la capa subrasante.

#### BASES.

La base se debe construir con material de buena calidad para que llene su cometido de evitar la falla que resulta de las altas concentraciones de esfuerzos desarrollados debajo de la carpeta. Por esta razón, el mínimo C.B.R., que generalmente se permite es de 80%. En algunas situaciones, este C.B.R., no es posible de obtenerse debido a consideraciones de índole económica, Al proceder de esta manera se permite el uso de materiales inferiores en la base; sin embargo estos materiales se deben compensar por medio del recurso de aumentar el espesor de la carpeta. Se podría asimismo colocar en vez de la base de grava, o sobre ella, una base bituminosa.

Muchos agregados de bancos pueden no dar el C.B.R., requerido sin que se les someta a un proceso, por lo que las bases de grava triturada o de macadam son recomendables siempre que resulten económicas. Las bases de macadam deben llevar la graduación de acuerdo con los datos que se presentan en la tabla 11.4 (página 301 Yoder).

Si se opta por mezclas de suelos para las bases, debe procurarse que estén

bien graduados y que contengan solamente la suficiente cantidad de finos para su estabilización (ver Figuras 11.1, 11.4 y la tabla 11.2); además deberán compactarse con pesos volumétricos relativamente altos. Los requisitos de humedad y peso volumétrico para bases pueden ser determinados a partir de los resultados de las pruebas de laboratorio que se hacen para este objeto. Los requisitos de espesor se determinan tomando como base las pruebas de resistencia.

Los materiales para base extraídos de bancos naturales, compuestos por agregados locales, pueden ser mejorados empleando algún agente estabilizante tal como el asfalto, cemento, alquitrán y materiales calizos. El tipo y la cantidad del estabilizante deben ser seleccionados de acuerdo con el factor económico y solamente después de hacer una investigación extensiva en el laboratorio.

#### Sub-Bases.

Las sub-bases se construyen con materiales tales como gravas naturales que resultan estables pero que no llenan completamente los requisitos para ser empleados en las bases. Pueden ser materiales estabilizados o simplemente de préstamos seleccionados.

El objeto de la sub-base es completar un cierto espesor requerido por el pavimento a un costo relativamente bajo. De manera que la calidad de la sub-base puede variar dentro de límites amplios que fija el propio peso volumétrico y humedad se determinan de los resultados del laboratorio o bien de las pruebas de diseño hechas en el campo.

#### SUPERFICIES SIN TRATAMIENTO.

Los principios que se refieren al diseño de superficies donde se emplean gravas y piedra triturada de bajo costo son idénticos a aquellos que rigen el diseño de bases. Una superficie construida con pura grava debe tener diversas propiedades que son fundamentales para un buen funcionamiento; la primera de éstas lo constituye indudablemente la estabilidad. El material que se utilice debe ser adecuado para soportar la carga que se le impone y además debe tener resistencia a la acción abrasiva que produce el tránsito. Con el objeto de obtener una estabilidad adecuada deben seleccionarse los

finos de una buena calidad para que los huecos del material granular queden llenos formando una matriz efectiva. Ver las Figuras desde la No. 11.1 hasta la 11.4. Donde quiera que se usen "superficies sin tratar" es necesario suministrarles la cantidad suficiente de cementante, los materiales naturales por medio de cemento o bien con asfalto. Siempre que no se encuentren los materiales granulares apropiados es posible la construcción usando una combinación de materiales de diversas fuentes. Por ejemplo, si la grava de un banco local contiene un exceso de finos, existe la posibilidad de mejorar la mezcla añadiéndole agregado grueso, arena, o quizá materiales calizos. Otra manera de proceder puede consistir en quitar una buena parte de material cuyo tamaño es menor de 1/4" por medios mecánicos.

#### CONSTRUCCION.

##### Mezclas de agregados y suelos finos.

Tanto los materiales de base como de sub-base deben ser compactados a un peso volumétrico alto con el fin de asegurar una estabilidad adecuada. Para todos los tipos de mezclas de materiales las curvas de humedad-peso volumétrico son muy inclinadas (pendientes fuertes), razón por la cual el control de la humedad se torna extremadamente importante. Los agregados relativamente limpios pueden ser compactados en condiciones cercanas a la saturación. Los materiales de las bases granulares se pueden compactar en capas de espesores mayores de 6", dependiendo del tipo de equipo de compactación que se utilice. Si se emplean rodillos lisos el espesor se puede controlar más o menos con 4". Sin embargo, al utilizarse los compactadores por medio de vibración se permite una variación de 8" a 10". La experiencia de campo señala que la compactación de una base se puede llevar hasta obtener pesos volumétricos mayores que los que de la prueba modificada AASHO al emplear compactadores vibratorios.

Al distribuir el material de la base sobre la capa subrasante se deben tomar las debidas precauciones y cuidados con el objeto de asegurarse la uniformidad en la capa, y evitar de esta manera un exceso en la segregación. Si la construcción se efectúa durante los meses intermedios del verano será necesario que se agregue agua al material de la base y en algunos casos agregar cloruro de calcio, obteniendo con esto un mínimo de evaporación.

Las bases granulares que se colocan en los pavimentos rígidos requieren una atención en lo que respecta a la graduación de los finos. Como se sabe, es necesario proporcionar una superficie uniforme por medio de afinado de la capa superficial antes de colocar el concreto. En este caso se presenta además un problema cuando las bases son de graduación abierta con agregados muy gruesos.

#### Bases de Macadam:

En primer lugar se debe compactar completamente la capa subrasante antes de que se coloque la piedra triturada. Las bases de macadam por lo general tienen un espesor de 6" o más después que son sometidas a la compactación. Se puede colocar una capa de finos o arena sobre la capa subrasante antes de poner la base, siempre y cuando no se vaya a emplear la sub-base; esto se hace con el objeto de contrarrestar la intrusión de la capa subrasante dentro de la base. En ciertas ocasiones se aplica la capa de finos aun cuando se coloque la sub-base. Esta capa lleva un espesor que varía entre 1" y 3" ya sea rodillándola o dejándola tal como se coloca.

El siguiente paso consiste en colocar y compactar la piedra triturada; compactación que puede ser suministrada empleando rodillos lisos o bien de vibración. Entonces se coloca una capa de desperdicios de trituración (finos), que al vibrarse y rodillarse penetran dentro de los huecos que dejan las partículas gruesas. El rodillado y la aplicación de la vibración se pueden continuar hasta que el agregado se acune completamente.

En el caso del macadam tratado por medio del agua, la piedra se liga por medio de los desperdicios finos de la trituración. Se añade agua hasta que tenga lugar la saturación, en seguida se rodilla toda la masa. Se le da un número de pasadas tal que hasta que todos los huecos se llenen con la mezcla fina y se observe la formación de ondas en frente del rodillo.

## CAPITULO VII.

ACOTAMIENTOS.

El diseño de un acotamiento debe tomar obviamente en cuenta la función que éste debe cumplir. El propósito del acotamiento en carreteras es proporcionar un espacio donde los vehículos puedan salir del pavimento en casos de emergencia. Así, debe ser relativamente estable y además capaz de resistir la acción abrasiva del tránsito.

El número de repeticiones de carga que el acotamiento debe resistir es relativamente bajo. Por consiguiente, debe ser de una calidad mucho menor que el pavimento. Por regla general, los factores que gobiernan el proyecto de pavimentos de bajo costo también gobiernan el proyecto de los acotamientos. Estos pueden construirse de tierra compactada, materiales estabilizados mecánicamente (algunas veces impregnadas con asfalto), suelo cemento, suelo cal, o suelos estabilizados con asfalto. Es conveniente también que tengan un color que contraste con el del pavimento.

La finalidad de los acotamientos pavimentados adyacentes a las calles de rodaje es reducir a un mínimo la cantidad de polvo y otras partículas que se originen por efecto de los propulsores o motores de jet. Este aspecto es particularmente importante en el caso de grandes aviones jet, en los cuales el motor más lejano del fuselaje se encuentra más allá del área pavimentada. La estabilización con asfalto ha dado buenos resultados en estos casos, debido a su resistencia a la abrasión. Los suelos estabilizados mecánicamente no dan buenos resultados, porque son fácilmente erosionados por el golpe de aire, de las turbinas.

La importancia del apropiado proyecto de los acotamientos y su mantenimiento desde el punto de vista del funcionamiento de los pavimentos es de significación. El acotamiento debe tener un bombeo para el apropiado escurrimiento del agua y también debe ser sometido a trabajos periódicos de conservación para asegurar su funcionamiento. El bombeo de los acotamientos generalmente varían entre  $3/4$  y 1 pulgada por pie de ancho.

ACOTAMIENTOS DE TIERRA COMPACTADA.

Los acotamientos de bajo costo pueden ser contruidos compactando la subrasante natural en las áreas del acotamiento. Los suelos usados para la construcción del acotamiento deben ser estables en condiciones húmedas y

deben ser estables en condiciones húmedas y deben poner bajas propiedades de extensión y construcción. Es esencial que el acotamiento permanezca en contacto completo con el borde del pavimento siempre para evitar la infiltración del agua de la superficie. Este elimina el uso de arcillas plásticas en los acotamientos.

En general los suelos con índices plásticos menores que 20% dan resultados satisfactorios. En algunas áreas el uso de material selecto en los acotamientos será costoso, obligando necesariamente al uso de materiales menos apropiados. El incremento de la estabilidad puede lograrse mediante la compactación con el contenido óptimo de humedad. Las arenas y grava sin cohesión no se usan ya que presentan poca seguridad.

En carreteras de alta velocidad donde es necesario emplear acotamientos de tierra, es necesario proporcionar una superficie de material asfáltico adyacente al pavimento en un ancho de 18' a 24", esto evita que la tierra suby también disminuya la posibilidad de una deformación que puede aparecer adyacente a los pavimentos rígidos.

#### ACOTAMIENTOS ESTABILIZADOS.

Los estudios realizados sobre el funcionamiento, han mostrado que si usan acotamientos estabilizados se incrementa la funcionalidad del pavimento. Los materiales usados para el proyecto de acotamientos estabilizados pueden consistir de suelos con grava, suelos arenosos, piedra triturada, tratamientos superficiales asfálticos o cualquier clase de materiales disponibles localmente, Los principios involucrados en el proyecto de los acotamientos estabilizados son esencialmente los mismos para que el proyecto de carreteras sin tratamiento superficial y de bajo costo. En el caso de acotamiento el material debe ser impermeable y tener pocas o ningunas propiedades expansivas y, en suma, debe poseer estabilidad suficiente para soportar las cargas impuestas ocasionalmente por los vehículos que requieren reparación. Se obtienen resultados satisfactorios si los materiales se proporcionan de acuerdo con las granulometrías de la A a la C registradas en la tabla 11.2. El espesor de los acotamientos estabilizados dependen en gran parte de razones económicas pero generalmente, se obtienen buenos resultados y se construyen con espesores de 4" a 6".

Para proporcionar suficiente capacidad de carga, el acotamiento debe reducir a un mínimo la infiltración del agua que corre superficialmente así también como proporcionar resistencia al esfuerzo cortante adicional por cohesión en el caso de pavimentos flexibles. Para ello el acotamiento estabilizado debe tener una buena granulometría para asegurar las propiedades impermeables, pero también deberá ser compactado para alcanzar un alto peso volumétrico. En la mayoría de los estados actualmente no especifican un peso volumétrico requerido para materiales del acotamiento, y es dudoso que pesos volumétricos que tiendan a los valores modificados sean justificables. Sin embargo debe tenerse cuidado de procurar y certificar que el acotamiento estabilizado es compactado y que el material empleado como liga en el agregado posee bajas propiedades plásticas. El mantenimiento apropiado del acotamiento por renivelaciones y recompactaciones periódicas es recomendable. Al hacer así un sellado, se obtendrá un acotamiento impermeable y se reducirán a un mínimo las posibilidades de que se desarrollen grietas por expansión a lo largo del borde del pavimento que permitan la infiltración.

CESPED.

Durante la Segunda Guerra Mundial surgió la necesidad imperiosa de construir nuevos aeropuertos para propósitos de defensa y entrenamiento. Los aeropuertos pequeños que soportaban tránsito ligero la mayoría de las veces no se pavimentaron y consistían de superficies cubiertas con césped. La necesidad de un recubrimiento adecuado de césped en estos aeropuertos es obvia cuando se considera el peligro del polvo. La necesidad de controlar el polvo es crítica desde el punto de vista del daño producido a los motores de las aeronaves así también como la pérdida de visibilidad y las molestias al personal. Otro problema que concierne al caso de aeropuertos civiles es de embellecimiento del área.

La necesidad de un cubrimiento de césped apropiado en acotamientos de tierra compactada para carreteras es evidente. El incremento de la estabilidad proporcionado por el césped durante la estación de lluvias en el año es una consideración importante. El crecimiento de césped también evitará la erosión de los taludes laterales.

Los acotamientos estabilizados mecánicamente han sido reconocidos como los-

más adecuados para la mayoría de las carreteras. Sin embargo en algunos casos la sola estabilización no da completos resultados. Por lo tanto se hace necesario intentar la plantación de césped a un encotamiento de suelos granulares estabilizados.

#### CONSTRUCCION DE LOS ACOTAMIENTOS.

Los acotamientos deberán construirse de materiales apropiados y deberán ser compactados firmemente. El acotamiento deberá también ser conformado y perfilado inmediatamente después de terminar la construcción de la capa de base como regla práctica. En el caso de bases construidas en trinchera, el acotamiento deberá construirse al mismo tiempo que se construye la subrasante para asegurar la construcción apropiada de la trinchera que reciba a los materiales de la capa de base. Como en el caso de las capas y base y subrasante, los acotamientos deberán construirse por capas. Cada capa deberá compactarse completamente con el contenido óptimo de humedad para asegurar la máxima estabilidad. En el caso de acotamientos estabilizados mecánicamente, deberán tomarse las providencias necesarias para evitar la segregación de los agregados.

La compactación del material del acotamiento deberá iniciarse en el borde exterior continuando el proceso hacia el pavimento, procurando traslapar cada pasada con la anterior. Aunque el uso de la determinación de peso volumétrico en los acotamientos no está garantizada, una inspección visual frecuente deberá realizarse para determinar la calidad de la compactación.

#### MANTENIMIENTO DE LOS ACOTAMIENTOS.

Puesto que el estudio sobre el funcionamiento ha mostrado que la calidad estructural del pavimento está influida en parte por el monto del mantenimiento del acotamiento deberán ejercerse los cuidados necesarios al respecto. Se requerirá un mantenimiento adecuado del acotamiento si se desea eliminar el agua superficial del borde del pavimento (Véase Figura 12.1). Los datos presentados en el capítulo 6 indican que el "bombeo" en pavimentos rígidos es producido en parte por la infiltración superficial. La mayor fuente de agua superficial en un pavimento se encuentra quizá en el borde del mismo. Esto es debido a que el pavimento tiene un "bombeo" hacia el borde exterior y si el material del acotamiento se separa una pequeña distancia -

del pavimento se formará una grieta la cual permitirá la penetración del agua. Si las inspecciones indican que el acotamiento se ha separado del pavimento deberá corregirse este defecto.

En el lado exterior de curvas horizontales, muchos ingenieros colocan una capa de material asfáltico de 18 a 24" de ancho, la cual disminuye la posibilidad de la formación de surcos en el borde del pavimento producidos por la salida de los vehículos. En la Figura 12.1 puede verse que al salir vehículos pesados del pavimento inmediatamente se forman surcos en el borde del mismo. Esto es siempre una fuente potencial de infiltración del agua.

Cuando se usan acotamientos cubiertos con césped hay una tendencia a bufamiento como resultado del crecimiento de las raíces y también de la infiltración de polvo y corte del césped. El bufamiento ocasiona el abombamiento del borde del pavimento. Esto es un defecto grave no solamente desde el punto de vista de que permite la acumulación de agua superficial. Si ocurre tal bufamiento deberá hacerse una nivelación con el pavimento y recompactarse con un rodillo ligero.

138

## CAPITULO VIII.

### PAVIMENTOS FLEXIBLES PARA AEROPISTAS.

Los pavimentos para aeropistas y carreteras tienen mucho en común en lo referente a los principios generales aplicados a ambos. Sin embargo varias diferencias notables existen en los dos tipos de pavimentos, entre ellas la magnitud de las cargas aplicadas, presión de inflado de las llantas, sección geométrica del pavimento y número de repeticiones de las cargas aplicadas al pavimento durante su vida útil. El capítulo 1 trata con algún detalle las diferencias entre los pavimentos de aeropistas y carreteras.

Las cargas por rueda y las presiones han sufrido considerable incremento en años recientes. Varios aeropuertos construidos hace 5 ó 10 años son ahora inadecuados para las aeronaves actuales. Antiguamente los pavimentos para aeropistas fueron construidos usando aproximadamente el mismo espesor requerido para carreteras y, en general, los conceptos de proyecto para carreteras pudieron ser usados para aeropistas. Actualmente sin embargo, esto no es posible debido a la gran divergencia entre las cargas aplicadas y los dos tipos de pavimentos. Como producto de grandes investigaciones se ha llegado a métodos de proyecto de pavimentos para aeropistas capaces de resistir las aplicaciones de cargas grandes.

#### EFFECTO DE LOS AVIONES DE REACCION.

El rápido desarrollo de los aviones de reacción en los años recientes ha introducido un gran efecto en los conceptos del proyecto de los pavimentos. Los Ingenieros dedicados al proyecto de carreteras han dado una gran importancia al efecto del tránsito de vehículos sobre el pavimento. Por el contrario el proyecto de aeropistas militares involucra un estudio del efecto del pavimento sobre las aeronaves, así también como el efecto de las aeronaves sobre el pavimento. Los motores de reacción con facilidad son dañados por las suras contenidas en el aire que succionan. De esta manera, las investigaciones han conducido a la necesidad de proyectar acotamientos y áreas adyacentes a las cabeceras de las pistas para hacerlas resistentes a la erosión producida por los motores de reacción. Asimismo el pavimento debe ser resistente al efecto destructivo del combustible y del calor. El derrame repetido de combustible puede producir un reblandecimiento de la carpeta asfáltica.

El tipo de carga es otro factor que afecta al proyecto de pavimentos para aviones de reacción. Algunos están dotados con llantas que tienen presiones-

hasta de 400 psi. Tales presiones requieren pavimentos de alta calidad para resistir el efecto de "penetración" de las llantas. El tren de aterrizaje - colocado bajo cada ala ha producido una canalización del tránsito. Las características de operación en tierra del bombardero B-47 por ejemplo, dotado - con un tren de aterrizaje como el anterior y con tránsito canalizado, ha - producido tal efecto. Este fenómeno es debido a los cambios de pendiente - longitudinal de plano a ondulado. Esto es particularmente notorio en algu - nos pavimentos flexibles. La canalización también puede resultar del uso - del tren de aterrizaje convencional triciclo si el avión circula dentro de - límites relativamente estrechos del pavimento (ver Fig. 4.13 de la configura - ción del pavimento para tránsito canalizado, según el Cuerpo de Ingenie - ros).

Los factores antes mencionados, junto con la necesidad de mantener en buen - estado y continuamente los accesos y zonas estratégicas del pavimento, han - dado por resultado la restricción del empleo de pavimentos flexibles en al - gunas instalaciones militares (18). Los conceptos involucrados en el proyec - to de aeropistas militares a diferencia de los usados frecuentemente en ca - rreteras y aeropistas civiles son de tal magnitud que deben ser compendi - dos a fondo por el Ingeniero. La introducción de aviones de reacción para - uso comercial ha presentado problemas en el proyecto de aeropistas civiles - similares a los que se presentan en las aeropistas militares.

**MÉTODOS DE PROYECTO.**

Debe hacerse notar que aunque existen varios métodos de proyecto diferentes, cada método ha sido ideado para un caso en particular. Por lo tanto, no pue - den realizarse comparaciones directas de los métodos sin modificarlos previa - mente. En el análisis final, la validez de cada proyecto depende de la corre - lación del proyecto de espesor y calidad con el funcionamiento real del cam - po. Los requisitos de operación para aeropistas militares, donde la necesi - dad de reducir a un máximo la paralización de aeropistas altamente estratégi - cas por reparaciones extensas es urgente, hace obvias las comparaciones di - rectas del proyecto con los métodos seguidos para proyectar aeropistas civi - les y carreteras. Estos factores serán discutidos con detalle al final del - capítulo.

Los procedimientos para el proyecto del pavimento flexible para aeropistas -

pueden clasificarse en tres categorías principales:

1. Consideraciones teóricas y semi-teóricas que utilizan valores apropiados de correlación.
2. Procedimientos empíricos basados en alguna prueba arbitraria que ha sido correlacionada con el funcionamiento del pavimento.
3. Proyectos basados en la clasificación del suelo y otros factores tales como el clima.

En el primer grupo se incluye el procedimiento adoptado por el Departamento de la Marina de los E. U., que utiliza la prueba de placa para valorar el módulo de elasticidad de la subrasante y de la capa de base. En este procedimiento se efectúan cálculos teóricos y entonces los ajustes apropiados se realizan para adaptar el proyecto de pavimento a las condiciones anticipadas de trabajo en el campo. En el segundo grupo se incluye el uso de la determinación del C. B. R., para valorar las propiedades de resistencia de la subrasante, subbase y base. Los valores de la prueba son enseguida correlacionados con los resultados de las pruebas de tránsito acelerado y el funcionamiento de los pavimentos ya construidos bajo condiciones de tránsito normal. También el procedimiento de McLeod, basado en pruebas de placa se incluye en este grupo. El tercer grupo incluye procedimientos frecuentemente usados por la Agencia Federal de Aviación (F.A.A.), para el proyecto de pavimentos para aeropistas civiles. Para este método se clasifica el suelo de acuerdo con los procedimientos señalados en el capítulo 7 y enseguida clasificados de acuerdo con las condiciones de congelamiento y de agua freática. Estos datos se usan de una manera empírica basada en el funcionamiento en el campo. Cada uno de los métodos discutidos anteriormente serán considerados en detalle en este capítulo. Los métodos reales de proyecto serán discutidos.

#### METODO DE LA MARINA (PRUEBA DE PLACA).

De acuerdo con la teoría de la elasticidad, la deformación uniforme bajo una placa flexible circular cargada y apoyada sobre una masa homogénea, isotrópica y elástica está dada por la ecuación, 2.11. En el desarrollo de esta expresión se supone la relación o módulo de Poisson igual a 0.5, y se designa como E el módulo de elasticidad de la subrasante. La deformación o hundimiento de una placa rígida se calcula de la misma manera excepto que la constante es igual a 1.18. Para un sistema formado por dos capas el asen

tamiento de las placas flexible y rígida se calcula por medio de las ecuaciones 2.13 y 2.14. En estas expresiones el módulo de elasticidad que aparece en ellas es siempre el de la capa inferior. El factor  $F_2$  es un factor abstracto que depende de la relación de los módulos de elasticidad de la subrasante y pavimento, así también como de la relación entre la profundidad y el radio de la placa.

El uso de la teoría del sistema formado por dos capas para el cálculo del espesor requerido de pavimento, requiere la necesidad de realizar previamente una prueba de placa sobre la subrasante. El módulo de elasticidad de la subrasante se calcula por medio de la expresión 2.14. Para este caso  $F_2$  es igual a la unidad puesto que la prueba sobre la subrasante se realiza en un sistema de una sola capa.

Al efectuar la prueba de placa, es aconsejable usar una placa de dimensiones estándar porque la carga unitaria resultante a una deformación dada dependerá de alguna proporción de la relación del perímetro y el área de la placa. Asimismo es necesario suponer una deformación límite para calcular el módulo de elasticidad de la subrasante. La carga unitaria usada en la ecuación 2.14 es la correspondiente a la deformación arbitrariamente seleccionada. Una deformación límite de 0.2" ha sido seleccionada por el Departamento de la Marina para el proyecto de los pavimentos flexibles. El módulo de elasticidad real calculado para cualquier prueba de placa también variará dentro de cierto rango de acuerdo con el valor de la deformación usado en el cálculo. Para este tipo de prueba se considera una placa de 30"  $\phi$  como tamaño estándar. Para realizar esta prueba es esencial emplear una serie de placas apiladas para reducir la flexión de la placa por efecto de la carga.

Después de que el módulo de elasticidad de la subrasante es denominado, se construye un tramo de prueba con el material de base que será usado. Sobre esta sección se efectúa otra prueba de placa. Generalmente un tramo de prueba de 6" de espesor es suficiente, sin embargo es mejor un espesor de 12". El tramo de prueba deberá ser de 15 x 15' o mayor y la prueba de placa sobre tal sección deberá realizarse en la misma forma que sobre la subrasante. Con los datos de la carga unitaria-deformación obtenidos de la prueba de placa sobre el tramo de prueba, se calcula el valor  $F_2$  que satisfaga las condiciones de carga empleando la ecuación 2.14. Conocido este valor la relación

$E_2/E_1$  se calcula de la figura 2.10. De estos valores, se calcula el módulo de elasticidad de la base. Después, se determinan los módulos de elasticidad de las subrasantes y de la base; la ecuación 2.13 puede usarse para calcular el espesor de pavimento requerido para cualquier condición de carga.

Ejemplo ilustrativo. Como un ejemplo ilustrativo supongase que una prueba de placa fue realizada sobre una subrasante arcillosa y que los resultados de la prueba indicaron que a una deformación de 0.2" la presión unitaria sobre una placa de 30"  $\varnothing$  fue de 15 psi. Además se supone que una sección de prueba de 6" de espesor de grava estabilizada para base fue construida y que la prueba de placa sobre este material requirió una presión de 40 psi., para lograr una deformación de 0.2". Por lo tanto:

$$\Delta = 1.18 \frac{Pa}{E_2}$$

$$E_2 = \frac{1.18 ( ) ( )}{0.2} = 1330 \text{ psi}$$

para la prueba efectuada para la base:

$$\Delta = 1.18 \frac{P}{E_2} F_2$$

$$F_2 = \frac{0.2 (1330)}{( ) (15)} = 0.376$$

La profundidad en radios ( $6/15 = 0.4$ ) y  $F_2$  (0.376) son valores con los cuales se entra a la Fig. 2.10. De ella se obtiene que la relación  $E_2/E_1$  es de 1/300.

De los cálculos anteriores se encuentra que el módulo de elasticidad de la subrasante es igual a 1,330 psi., y que el módulo de elasticidad de la base es de 399,000 psi. A los valores de  $E_1$  y  $E_2$  no deberá dársele ninguna significación física, deben considerarse como constantes de la subrasante y de la base que satisfacen las expresiones teóricas.

Se supone que para las condiciones anteriores se desea determinar el espesor requerido de un pavimento flexible para resistir una carga por rueda de 35,000 Lbs., y que la presión de contacto entre la llanta y la base es de 100 psi. Se supone además que la presión de la llanta se distribuye en una

143

área circular que tiene un radio igual a la de una área de contacto circular equivalente. Esta suposición no es necesariamente correcta ya que la huella de la llanta toma generalmente la forma de una elipse; sin embargo, para la mayoría de los casos, es suficiente suponer que la carga es aplicada sobre la área de un círculo.

El radio de la huella de la llanta se calcula como sigue:

$$\Delta = \frac{35000}{100} = 350 \text{ pulg}^2$$

$$a = \sqrt{\frac{350}{3.141}} = 10.5 \text{ pulg}$$

El factor de asentamiento para la placa flexible (en este caso la llanta) se calcula suponiendo una deformación crítica de 0.2".

$$\Delta = 1.5 \frac{Pa}{E_2} F_2$$

$$F_2 = \frac{0.2(1330)}{1.5(100)(105)} = 0.169$$

A continuación de la Fig. 2.10 usando la relación  $E_2/E_1 = 1/300$ , y  $F_2 = 0.169$ , la profundidad en radios es de 1.1; de manera que el espesor requerido es  $1.1(10.5) = 11.5$ ".

En el procedimiento anterior, si la deformación crítica del pavimento flexible es igual a 0.2" el espesor del material de base deberá ser igual a 11.2". Esto no toma en cuenta el pavimento ni las capas superficiales y considera únicamente una rueda sencilla.

**MODIFICACIONES DE ESPESORES CALCULADOS TEÓRICAMENTE.** El espesor calculado en el párrafo anterior puede ser objetado sobre la base de que los módulos de elasticidad calculados de la subrasante de la base no tienen una interpretación física exacta y que este procedimiento puede ser usado únicamente como una estimación. Sin embargo, pueden construirse secciones de prueba usando el espesor calculado y otras con el espesor ligeramente aumentado y disminuído, entonces el espesor verdadero del pavimento para la deformación crítica puede determinarse. Si se realiza lo anterior, la transferencia de los módulos reales de elasticidad a los componentes de la subrasante y de la base se

justifica, ya que son usados únicamente para determinar el espesor estimado de las secciones de prueba. Para completar lo anterior se construyen 3 secciones de prueba. Para completar lo anterior se construyen 3 secciones de prueba para cada condición del suelo; una sección se construye con el espesor teórico calculado, otra con una y media veces el espesor calculado y una tercera con las dos terceras partes del espesor calculado. Los resultados se emplean para determinar el espesor requerido de pavimento, el cual resultará a partir de la deformación supuesta.

En el procedimiento de proyecto la marina recomienda que las secciones de prueba de pavimento se construyan para tres diferentes condiciones del suelo: una con una sección típica del terraplén, otra en una sección típica de corte y una tercera a ras. Si las pruebas se realizan sobre las tres condiciones de espesores, así también como en las tres condiciones de suelo, deben construirse un mínimo de 9 secciones de prueba.

La base y la subrasante son compactadas para alcanzar los pesos volumétricos que se esperan durante la construcción; las especificaciones de compactación para cargas de ruedas menores que 15,000 Lbs., señalan un 95% del peso volumétrico de la prueba estándar AASHO, y para cargas mayores el 95% del valor de la prueba modificada AASHO.

**CORRECCION POR SATURACION.** Cuando se emplea la prueba de placa para el proyecto de pavimento, es necesario realizarla en las condiciones naturales de humedad de rasante que existan en ese momento. Si la prueba se realiza durante los meses de verano cuando la subrasante está relativamente seca o aún si se realiza en cualquier época del año inmediatamente después de que el suelo ha sido compactado con el contenido óptimo de humedad, los valores de la resistencia obtenidos no representarán la resistencia del suelo en sus condiciones desfavorables. La saturación posterior de la subrasante como resultado de la filtración superficial del agua, congelamiento y deshielo, y otros factores climatéricos tendrán a incrementar el contenido de agua del suelo causando una disminución de su estabilidad, por lo cual la prueba de placa puede proporcionar valores que son mayores que los críticos. Para corregir esto las muestras de suelo deben obtenerse de una profundidad de un pie para todas las pruebas de la subrasante y ser probadas con su contenido de agua de compactación y peso volumétrico en compresión simple, así también

con el peso volumétrico correspondiente al 2% arriba del contenido óptimo de humedad. El procedimiento recomendado es realizar pruebas de compresión sin-confinar sobre muestras cilíndricas de la subrasante de 2 x 4" compactadas al 95% del peso volumétrico máximo con el contenido óptimo de humedad y sobre otras muestras compactadas al 95% del peso volumétrico máximo obtenido con el contenido de humedad del suelo al 2% mayor que el óptimo. La relación de las dos resistencias de compresión se usa para corregir el asentamiento - medido en 1 campo para calcular el correspondiente a una saturación posterior esto se indica en la ecuación 14.1.

$$\Delta_{\text{corregida}} = \Delta_c \frac{q_{opt}}{q_{opt} + 2\%}$$

CARGA SOBRE RUEDAS DOBLES. La teoría de las dos cargas se aplica solamente a ruedas sencillas, por lo tanto para la carga se proyecto de ruedas dobles debe calcularse una carga de ruedas sencilla equivalente. Para cargas concentradas aplicadas en la superficie de igual intensidad, la carga de rueda sencilla equivalente teórica que producirá esfuerzos idénticos a las cargas concentradas se obtiene de la ecuación 14.2.

$$P_1 = P + P \left( \frac{z^5}{R^5} \right) \text{ --- 14.2}$$

donde:

- P<sub>1</sub> = Carga equivalente sencilla
- P = Carga por llantas dobles
- z = Espesor del pavimento
- R<sup>2</sup> = z<sup>2</sup> + b<sup>2</sup>
- b = Distancia entre las cargas.



La experiencia tiende a indicar que la presión vertical varía inversamente con el cuadrado del espesor del pavimento. Por lo tanto, para consideraciones prácticas la ecuación 14.2 ha sido modificada, y la carga por rueda equivalente se calcula utilizando z<sup>2</sup> y R<sup>2</sup>. Si se conocen el espesor del pavimento y el espaciamento de las llantas, la carga equivalente por rueda sencilla puede calcularse empleando la ecuación 14.2 pero sustituyendo z<sup>2</sup>/R<sup>2</sup> por z<sup>5</sup>/R<sup>5</sup>.

MATERIALES PARA BASE Y CAPAS SUPERFICIALES. El espesor de proyecto dado por la prueba de placa es el espesor total de materiales de base para soportar una carga dada con una cierta deformación. Debe notarse que no se incluyen consideraciones acerca del tipo o espesor de la superficie de desgaste. La calidad estructural de las superficies de concreto asfáltico, pulgada por pulgada, deberá ser mayor que la del material granular para la base. Por lo tanto, si el espesor de prueba se conoce, una cierta cantidad de concreto asfáltico puede sustituirse por materiales de base, el que producirá el efecto de un factor de seguridad extra. De ser posible, se realizarán pruebas de placa sobre el pavimento terminado que incluirá la superficie de desgaste, base y sub-rasante compactadas. Sin embargo, consideraciones prácticas indican que esto no es necesario y, como conclusión, la sustitución arbitraria de ciertos espesores de capas de rodamiento por espesores equivalentes de base parece ser completamente justificada.

El espesor recomendado de pavimento de concreto asfáltico para varios tipos de cargas por rueda se indican en la tabla 14.1.

Las bases pueden construirse de varios tipos incluyendo macadam ligado en seco o en agua, bases asfálticas (base negra) o bases estabilizadas mecánicamente. Estos materiales deben compactarse a los pesos volumétricos requeridos (por, lo menos al 95% de la prueba apropiada), y deben satisfacer ciertas especificaciones de resistencia mínima. Para aeroplanos que usen llantas de alta presión de inflado, el material de base colocado inmediatamente bajo la superficie de desgaste deberá ser de calidad superior para resistir el efecto de penetración de la llanta. Para presiones de llanta menores de 150 psi., se recomiendan valores de CBR iguales o mayores que 60% y para presiones de llanta mayor que 150 psi., se requieren valores de CBR mayores de 80%. Anteriormente, los pavimentos construidos en las estaciones aéreas de la Marina de acuerdo con el criterio anterior, no contaron con material de sub-base; en la mayoría de los proyectos recientes, se han incluido sub-bases para el tránsito de los modelos más pesados.

METODO DE PROYECTO. Deberán efectuarse en el lugar sondeos y levantamientos topográficos, así como estudios completos de campo de las condiciones locales del suelo. Suponiendo que se tiene el nivel de sub-rasante, el primer paso consiste en determinar el módulo de elasticidad de la sub-rasante por medio

de una prueba de placa de 30 pulg., de diámetro. En seguida se determina el módulo de elasticidad de la base, con la misma prueba de placa en un espesor de 6 pulg. Estos datos se usan para calcular el espesor requerido de pavimento para la carga por rueda de proyecto.

A continuación se construyen las secciones de prueba de por lo menos 15 pies x 15 pies, y que comprendan secciones en corte, terrapién y a ras (ni corto ni terraplén). Además se construirán con el 100%, 150% y 66% del espesor calculado; sin embargo, tal espesor puede modificarse para satisfacer condiciones reales del sitio. Para aviones ligeros con cargas por rueda menores que 15,000 lb., se requiere un peso volumétrico del 95% de la prueba AASHO estándar; y para aviones pesados con cargas por rueda mayores que 15,000 lb., se especifica una compactación del 95% de la prueba AASHO modificada. Después de terminar el programa de pruebas, se realizan pruebas de compresión simple para determinar la corrección por saturación.

El espesor real de proyecto se determina usando la deformación corregida, como se discutió anteriormente y es ese el espesor que resultará para una prueba de deformación 0.2 pulg.

Ejemplo ilustrativo de proyecto.

El proyecto de un pavimento flexible para resistir una carga de 70,000 lb., por rueda sencilla con una presión de inflado de 150 psi y un factor de rigidez de 1.1 (el método de la Marina supone que la presión de contacto es mayor que la presión de inflado en un factor de 1.1; véase la fig. 1.8 para las relaciones entre las presiones de inflado y de contacto).

$$\begin{aligned} \text{presión de contacto} &= 150 (1.1) = 165 \text{ psi} \\ \text{área de contacto} &= 70,000/165 = 424 \text{ pulg}^2 \\ a &= 11.5 \text{ pulg.} \end{aligned}$$

Mediante pruebas de placa preliminares realizadas en la sub-rasante con una placa de 30" de diámetro, encontró que 36 psi producen un asentamiento de la placa de 0.2" sustituyendo en la ecuación 2.14

$$E_z = \frac{1.18 p_c}{\Delta} = \frac{36}{0.2} = 3180 \text{ psi}$$

Empleando una placa de 30" de diámetro y realizando la prueba sobre 6" de base, una carga de 48 psi produce un asentamiento de 0.2". Sustituyendo la ecuación 2.14.

$$F_2 = \frac{\Delta E_2}{1.18 p_a} = \frac{0.2 (3180)}{( ) ( )} = 0.749$$

En la figura 2.10 con  $F_2 = 0.749$  y para un espesor de 6", se encuentra que  $E_2/E_1 = 1/20$ . Sustituyendo los valores de la carga por llanta en la ecuación 2.13 el factor de asentamiento para la placa circular flexible es

$$F_2 = \frac{\Delta E_2}{1.18 p_a} = \frac{0.2 (3180)}{1.5 ( ) (11.5)} = 0.223$$

Volviendo a la fig. 2.10 empleando  $F_2 = 0.223$  y  $E_2/E_1 = 1/20$ , se encuentra que  $h = 2.2a$ .

Por consiguiente  $h = x 2.2 (11.5) = 25.3"$ . Usando 26" como espesor de pavimento, no se incluye la capa de desgaste. Este espesor deberá considerarse como el espesor de proyecto; sin embargo, es necesario verificar tal valor mediante la construcción de secciones de prueba en terraplén, corte y a ras. Si es posible las secciones de prueba deberán incorporarse en el proyecto.

Se construirán 3 secciones de prueba sin superficie de desgaste, una igual al valor de proyecto (26"), otra 50% mayor (39") y otra más 33% menor (17") en cada una de las áreas de sub-rasante mencionadas. Se probarán a continuación usando una placa de 23" de diámetro. Los resultados se muestran en la tabla 14.2; los valores que aparecen en la línea inferior son los corregidos obtenidos de la prueba de compresión.

Los especímenes para las pruebas de compresión son compactados (a) al 95% del peso volumétrico máximo del suelo con el contenido óptimo de humedad y (b) al 95% del máximo peso volumétrico correspondiente a un contenido de agua 2% mayor que el óptimo. La relación de los esfuerzos de compresión para las condiciones a y b es el factor de corrección aplicado.

Empleando los datos de la tabla 14.2 se trazarón las curvas que se muestran en la fig. 14.1; de ella, basándose en la deformación máxima de 0.2", puede verse que el espesor del pavimento deberá ser de 35". El pavimento por lo tanto estará formado por 4" de una superficie de desgaste de concreto asfáltico-

y 31" de material de base.

METODO DE MC. LEOD.

El método de Mc. Leod para determinar el espesor requerido de pavimentos flexibles fue desarrollado a partir de una investigación sobre la capacidad para soportar cargas de las pistas de aeropuertos canadienses por medio de pruebas de placa. Las pruebas fueron realizadas en la superficie, base y sub-rasante en un gran número de posiciones. Además se realizaron pruebas de penetración de cono, CBR y compresión triaxial sobre la subrasante en el mismo sitio en que se realizaron las pruebas de placa y fueron correlacionados con los valores obtenidos de ellas.

Para las pruebas de placa se empleó un procedimiento de repetición de cargas. Primero se aplicó una carga que provocará una deformación aproximada de 0.05 pulg., y se sostuvo hasta que la deformación fue de 0.001 pulg por minuto, o menor, durante 3 minutos consecutivos. Se quitó la carga y se registró la recuperación hasta que alcanzó una variación de 0.001" por minuto o menor durante 3 minutos consecutivos. La misma carga se aplicó y retiró de esta manera 6 veces. La carga se incrementó para dar una deformación de 0.2" aproximadamente y se aplicó y retiró 6 veces siguiendo el procedimiento antes descrito. Finalmente la carga se incrementó para provocar una deformación de 0.4" aplicándose y eliminándose 6 veces de la misma.

Para utilizar los registros de las pruebas de carga se graficaron los valores de las deformaciones y del logaritmo del número de aplicaciones repetidas de una carga para cada una de las tres cargas empleadas. Se trazaron líneas rectas pasando por los 6 puntos por cada carga y se extrapoló para 10, 100, 1,000, etc., aplicaciones repetidas de carga.

Del análisis de los registros de las pruebas y de un estudio de registros de tránsito para cada aeropuerto, la evaluación o proyecto para capacidad de operaciones en pistas se basó en una deformación de 0.5" para 10 aplicaciones de carga, mientras que el criterio para el proyecto de calles de rodaje-plataformas y "gotas" para giros fue de una deformación de 0.35" para 10 aplicaciones repetidas de la carga.

Para operaciones limitadas, se deberán emplear las mismas deformaciones respectivamente, pero para una aplicación de cargas. Para cualquier dimensión -

de la placa de prueba, los registros indicaron que la carga soportada en la primera aplicación es aproximadamente del orden del 115% de la que será soportada en 10 aplicaciones para cualquier deformación total especificada.

Deducción de la fórmula de proyecto. S es la presión de soporte o reacción sobre la placa, ejercida por la subrasante para una deformación dada, y P es la reacción total producida por el pavimento. Si se plantea la hipótesis de que la capacidad de soporte de la subrasante aumenta con el espesor del pavimento, se obtienen las relaciones que aparecen en la Fig. 14.2.

La ecuación 14.3 es la fórmula de proyecto propuesta por McLeod.

$$T = K \log. \left( \frac{P}{S} \right)$$

donde:

T = espesor requerido de base granular (pulgadas)

P = carga bruta por rueda (libras)

S = soporte total de la subrasante (libras) para la misma área de contacto, deformación y número de repeticiones de carga correspondientes a la carga aplicada P.

K = constante de base.

La deducción de la ecuación 14.3 es la siguiente:

De triángulos semejantes:

$$\frac{BJ}{AJ} = \frac{DK}{CK} = \frac{FL}{EL}$$

$$\frac{P_1}{S} = \frac{P_2}{S_1} = \frac{P_3}{S_2} = \frac{P_n}{S_n - 1}$$

donde:

S = Soporte de la subrasante sin ninguna capa

S<sub>1</sub> = Soporte de la subrasante y de la primera capa

S<sub>n</sub> = Soporte de la subrasante y de n capas

P<sub>1</sub>, P<sub>2</sub>, P<sub>n</sub> = Capacidad de carga.

Sustituyendo:

$$\frac{P_1}{S} = \frac{P_2}{P_1} = \frac{P_3}{P_2}$$

Resolviendo para P. ....

$$P_2 = \frac{P_1^2}{S}$$

$$P_3 = \frac{P_1}{S} \frac{P_1^2}{S}$$

$$P_3 = \left( \frac{P_1}{S} \right)^3$$

$$\frac{P_n}{S} = \left( \frac{P_1}{S} \right)^n$$

Si en las n capas son de 1 pulg., de espesor cada una

$$\frac{P}{S} = \left( \frac{P_1}{S} \right)^T$$

$$T = \frac{1}{\log \left( \frac{P_1}{S} \right)} \left( \log \frac{P}{S} \right)$$

Suponiendo que  $P_1/S$  es independiente del tipo de base y por consiguiente es una constante.

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

La constante de base K fue calculada de los datos de la prueba de placa y varía su valor con las dimensiones de la placa de prueba, tal como se ilustra en la Fig. 14.3, aunque teóricamente el valor de la constante de la base debe aumentar con el espesor, los valores dados son satisfactorios en el rango de espesores normalmente empleados.

Las especificaciones de los espesores para las diferentes cargas de ruedas y para los diferentes grados de soporte de la subrasante están basadas en cálculos usando la fórmula de proyecto. Este método, en algunos casos, requiere un espesor de pavimento algo diferente que el requerido por otros métodos.

El criterio de proyecto para este método es el siguiente:

1. Operaciones en pistas, una deformación de 0.5 pulg., para 10 repeticiones de carga.
2. Operaciones en calles de rodaje, una deformación de 0.35 pulg., para 10 repeticiones de carga.

Las relaciones empíricas entre el soporte de la subrasante para una deformación de 0.2 pulg., y el soporte para cualquier deformación se muestra en la Fig. 14.4

De acuerdo con Mc Loed, los pavimentos asfálticos que han estado en servicio por 6 o más años tienen la siguiente relación entre la resistencia de la carpeta asfáltica y la base granular. Una pulgada de carpeta asfáltica hecha con asfaltos líquidos o cementos asfálticos blandos tiene el valor soporte de 1.5 pulgadas de base granular. Esta relación es de 2.5 para macadam, concreto asfáltico, etc., de buena calidad. Sin embargo pruebas de carga han mostrado que una pulgada de carpeta asfáltica construida puede tener un valor soporte algo menor que el de una pulgada de base granular. Por lo tanto en la investigación de pistas con pavimento flexible que tienen algún tiempo en servicio, con base en el valor soporte de la subrasante, puede tomarse en cuenta el valor soporte mayor de la carpeta asfáltica. Por otro lado al terminar la construcción, la resistencia de la carpeta asfáltica no debe considerarse mayor que la de la base granular por unidad de espesor.

Ejemplo ilustrativo. Una prueba de placa de 30 pulgadas de diámetro dio para una deformación de 0.2 pulgadas, una presión de 36 psi después de 10 repeticiones de carga. Proyectar una pista para una carga por pruebas sencillas de 60,000 libras con una presión de inflar de 150 psi. El rayo de contacto es:

$$a = \sqrt{\frac{60,000}{150 \pi}} = 11.3 \text{ pulgadas}$$

Relación perímetro área:

$$\frac{P}{A} = \frac{\pi d}{\pi d^2 / 4} = \frac{4}{d} = \frac{4}{22.6} = 0.177$$

De la figura 14.4 se observa que la relación entre el valor soporte unitario de la subrasante de diámetro para una deformación de 0.5 pulgadas y el de una placa de 30 pulgadas de diámetro para una deformación de 0.2 pulgadas es 2.1.

El valor soporte de la subrasante se calcula como sigue:

Valor soporte unitario es igual a 36 psi.

Valor soporte unitario de proyecto (para una deformación de 0.5 pulgadas).

$$S = 2.1 (36) = 75.5 \text{ psi.}$$

$$\text{Valor soporte total} = \frac{75.5 ( ) (22.6)^2}{4} = 30,000 \text{ lb.}$$

Por medio de la Fig. 14.3 se determina la constante de la base que es 55.-  
Por lo tanto el espesor requerido de pavimento es:

$$T = 55 \log_{10} \left( \frac{60,000}{30,300} \right) = 16.2 \text{ pulgadas.}$$

Cargas sobre ruedas dobles. Los procedimientos delineados en los párrafos anteriores presentan los cálculos para el proyecto de espesores para cargas por rueda sencilla. Los mismos procedimientos pueden usarse para ruedas dobles, empleando los métodos explicados en el Capítulo 2. Puede determinarse una carga por rueda sencilla equivalente mediante la figura 2.18, y utilizar este valor en la ecuación 14.3 para determinar el espesor requerido análogamente al caso de ruedas sencillas. Las figuras 14.5 a 14.7 presentan gráficas de proyecto que pueden usarse para resolver la ecuación de proyecto. Las gráficas de proyecto se aplican a las cargas por rueda, disposición de las ruedas y presiones de inflado indicados en ellas. Son soluciones gráficas de la ecuación de proyecto, tomando en consideración el valor de soporte de la subrasante, repeticiones de cargas y la equivalencia de ruedas múltiples. Las gráficas de proyecto de las figuras 14.5 a 14.7 representan únicamente varias condiciones de carga, pero pueden construirse para cualquier condición de carga usando la fórmula de proyecto. En la figura 14.7 se presentan las correlaciones entre el valor soporte de la subrasante y el ángulo de fricción interna, CBR y penetración de cono en el campo. Las correlaciones están sujetas a las limitaciones inherentes y únicamente son aplicables en rangos estrechos.

MÉTODOS DE PROYECTO DE LA FAA. Los aeropuertos civiles en los EE.UU se proyectan según las especificaciones de la FAA. El método de proyecto está basado en la clasificación de los suelos; para la subrasante se clasifican los grupos indicados en la tabla 14.3. Los símbolos de los grupos dependen de las condiciones locales de drenaje y heladas. El drenaje deficiente se define como una condición en la que la subrasante puede considerarse inestable a causa de (1) drenaje interno inadecuado ocasionado por las características del perfil del suelo, (2) ascensión capilar a partir de un nivel de aguas freáticas alto, (3) aspectos topográficos, tales como terreno plano con una elevación ligeramente superior al nivel de agua, o (4) cualquier otra causa que pueda producir la inestabilidad o saturación de la subrasante.

Un buen drenaje se define como la condición en que las características del drenaje interno son de tal naturaleza que impedirán la acumulación de agua que pueda crear áreas débiles en la subrasante. También en casos donde el nivel de aguas freáticas tenga una elevación tal que la subrasante no sea afectada por agua capilar, o que la topografía impida la acumulación de agua superficial, se consideran como buenas las condiciones de drenaje.

Debe notarse que la clasificación considerando el drenaje es cualitativa y depende del juicio del ingeniero que proyecta. Este debe realizar un estudio detallado de las condiciones del suelo in situ, antes de poder externar consideraciones razonables acerca de las condiciones de drenaje. Los datos geológicos y pedológicos deben usarse para formar opiniones acerca del nivel de aguas freáticas, además, si se determina que existen buenas condiciones de drenaje y que estas deben permanecer, es necesario proporcionar instalaciones adecuadas de drenaje superficial e interno. Si existe la posibilidad de que las instalaciones para el drenaje superficial acumulen agua entre las pistas y calles de rodaje, deberá aumentarse el espesor del pavimento por las condiciones de drenaje.

Con respecto a la acción de las heladas, existen condiciones de heladas severas si la profundidad local de penetración de la helada es mayor que el espesor de la carpeta, base o sub-base, determinado por el caso de no presentarse las heladas. Si la profundidad de la línea probable de las heladas es menor que el espesor de proyecto del pavimento, prevalece la condición de considerar efectos de las heladas. La profundidad probable de helada puede estimarse por medio de los datos contenidos en el Capítulo 5. Sin embargo debe efectuarse un estudio de los datos disponibles de cada área en particular para que se haga una estimación realista.

GRAFICAS DE PROYECTO. Las figuras 14.8 a 14.11 presentan gráficas para la determinación de espesores para pavimentos flexibles de aeropistas, basados en cargas por rueda sencilla; por lo que para ruedas múltiples, es necesario determinar la carga equivalente por rueda sencilla, lo que puede hacerse por los procedimientos señalados en el Capítulo 2 (véase la figura 2.18).

EJEMPLOS ILUSTRATIVOS. Se desea proyectar un pavimento flexible para una calle de rodaje y una carga por rueda sencilla de 50,000 lb; se construirá sobre el till típico de Wisconsin, con una topografía suavemente ondulada con-

diferencias de elevación de 3 a 4 pies. La rasante pasa en corte en las zonas elevadas y se construirá un pequeño terraplén en las depresiones. La profundidad probable de las heladas es de 36 pulgadas, y las pruebas de análisis de suelos indican que el material del suelo original se clasifica como E-8. Para esta zona el nivel de aguas freáticas en los meses de primavera aflora en las depresiones y se encuentra a una profundidad de 2 a 3 pies de las zonas elevadas.

Para este problema, quizás la decisión más importante es acerca de las necesidades del drenaje. Debido a la topografía de la zona y al hecho de que durante cierta época del año el nivel de aguas freáticas se encuentra próximo a la superficie, es razonable suponer malas condiciones de drenaje; las que existirán no obstante la construcción de instalaciones de drenaje. Para tales situaciones se recomienda elevar el nivel de la rasante 3 ó 4 pies.

Ante tales situaciones; el espesor total del pavimento obtenido de la figura 14.8 para condiciones sin heladas (F-6) será de 27 pulgadas que para condiciones con heladas (F-7) será de 30 pulgadas. De la figura 14.10 se obtiene que se requieren 9.5 pulgadas de base y 2.5 pulgadas de carpeta bituminosa. Para este problema el espesor del pavimento es mayor que la profundidad de heladas, por lo que los espesores de proyecto son:

- Carpeta = 2.5 pulgadas
- Base = 20 "
- Sub-base = 18 "

Para ilustrar el proyecto para ruedas múltiples, se presenta el siguiente ejemplo. Se desea proyectar un pavimento flexible para una calle de rodaje y una carga por ruedas dobles de 59,000 lb., sobre una subrasante F-4. El claro entre ruedas es de 15.4 pulgadas y la distancia S es igual a 28 pulgadas. En la figura 14.11 el punto A se dibuja teniendo como coordenadas  $d/2 = 7.7$  pulgadas y una carga por rueda sencilla de 29.500 libras; el punto B tiene por coordenadas  $2(S) = 56$  pulgadas y una carga por rueda sencilla de 59,000 lb. Se dibuja una línea recta entre los puntos A y B; de esta figura puede que la carga equivalente para rueda sencilla es de 41,000 lb., y el espesor requerido de pavimento es de 20 pulg. En la figura 14.10 se observa que para estas condiciones se requieren 9 pulgadas de base y 2.5 pulgadas de carpeta asfáltica.

RESUMEN. Los procedimientos señalados en los párrafos anteriores están basados en varias hipótesis que deben ser entendidas por el ingeniero. Primero, puesto que el espesor de proyecto está basado solamente en la clasificación de los suelos, no se da ninguna relación entre el contenido de agua, peso volumétrico y resistencia de la subrasante, así que aparentemente para satisfacer el criterio de proyecto, deben cumplirse ciertos pesos volumétricos mínimos. La FAA, especifica que subrasante y base deben compactarse a un mínimo de 95%. La prueba modificada AASHO se usa para aeropuertos grandes mientras que la estándar AASHO se usa para aeropuertos pequeños.

La clasificación de la subrasante relativa a condiciones de drenaje y heladas también requiere consideraciones detalladas. Es esencial que el ingeniero proyectista haga un estudio completo de las condiciones del suelo in situ tomando en cuenta las condiciones geológicas del área. Por ejemplo, si el aeropuerto va a ser construido en terrenos bajos con un nivel alto de aguas freáticas prevalecen malas condiciones de drenaje. Por otro lado, si el aeropuerto se construye en terreno escabroso donde es necesario construir terraplenes de cierta importancia, se estimarán buenas condiciones de drenaje. Si se estima que ocurrirán malas condiciones de drenaje, se tomarán las medidas necesarias para elevar el nivel de rasante de pistas y calles de rodaje.

Puesto que raramente existen condiciones uniformes del suelo de la subrasante, en la ecuación 14.4 se propone un método de la FAA para utilizar un perfil de subrasante.

$$z = y - \left( \frac{t (y - x)}{y + x} \right) \quad 14.4$$

donde:

- z = espesor requerido de subbase
- x = espesor de subbase para la primera capa de suelo
- y = espesor de subbase para la segunda capa de suelo
- t = espesor de la primera capa de suelo

Como ejemplo del uso de esta fórmula supóngase que una calle de rodaje para una carga de 40,000 lb., por rueda sencilla se va a construir sobre un suelo cuyo perfil es el siguiente:

horizonte A	- - - - -	Subrasante clase	F-2
horizonte B	- - - - -	"	F-5
horizonte C	- - - - -	"	F-5

Se supone además que el horizonte A tiene 8 pulg., de espesor y que se considera apropiado para soportar directamente la capa de subbase. Debe entenderse que para este caso que se supone al horizonte A libre de materia orgánica, ya que ésta es inadecuada para la construcción de la subrasante. El espesor requerido de subbase para las subrasantes F-2 y F-5 son de 4.0 y 11.5 pulgadas respectivamente, por lo que el espesor requerido de subbase es:

$$z = 11.5 - \left( \frac{8 (11.5 - 4.0)}{11.5 + 4.0} \right) = 7.6" = 8"$$

Aeropuertos Secundarios. Las curvas de proyecto para determinar espesores de pavimentos flexibles para cargas por ruedas sencillas menores que 10,000 lb, se presentan en la figura 14.12 las que se usan de manera similar a las correspondientes para cargas mayores.

Para aeropuertos secundarios, puede pensarse en utilizar subrasantes estabilizadas para subbase y base y carpetas de mezcla en el supuesto que las cargas son relativamente ligeras.

Tratándose de aviones ligeros, pueden construirse fajas de seguridad con mezclas de grava y tierra vegetal; los criterios de proyecto y construcción de ellas son los iniciados en el Capítulo 12 relativo al proyecto de acotamientos. Los espesores requeridos para pistas de suelos estabilizados se anotan en la tabla 14.4.

Si se desea construir pistas recubiertas con césped, es necesario realizar un análisis de los agregados estabilizados para determinar la cantidad apropiada de fertilizantes que debe emplearse, los que deben aplicarse en riegos ligeros varias veces durante el año.

PROYECTO DEL CUERPO DE INGENIEROS. (CBR). Al principio de la Segunda Guerra Mundial, el Cuerpo de Ingenieros realizó un intenso estudio de los diferentes métodos de proyecto de los pavimentos flexibles. Como resultado de esta investigación se adoptó el método CBR, en el cual los espesores de los elementos que constituyen el pavimento se determinan por medio de los valores del CBR. Este método tiene ventajas y desventajas; una ventaja es la sencillez de las pruebas de proyecto, pero tiene en contra que tal prueba es empírica y el proyecto entonces se basa únicamente en correlaciones. Sin embargo se han realizado investigaciones en gran número que permiten extrapolar datos de una car-

ga por rueda a otras formas de disposición de ruedas.

La prueba de CBR es del tipo de penetración. El CBR se expresa como un porcentaje del valor estándar de la resistencia a la penetración de piedra triturada. La prueba es válida solamente cuando la mayor parte de la penetración del pistón es producida por esfuerzo cortante. Si se producen deformaciones por consolidación es necesario corregir los valores como se indica en el Capítulo 8. Pueden obtenerse valores de CBR mayores que el 100% generalmente el CBR para una penetración de 0.1 pulgadas se usa para el proyecto, pero si es mayor el valor para una penetración de 0.2 pulg., se usa este último.

DESARROLLO DEL CBR. Este método de proyecto fue propuesto por la División de Carreteras de California como resultado de investigaciones realizadas durante los años de 1928 y 1929. Se concluye que los principales tipos de falla del pavimento fueron: (1) desplazamientos laterales de la subrasante provocados por la absorción de agua por el pavimento, (2) asentamientos diferenciales de los materiales bajo el pavimento, y (3) una excesiva deformación de los materiales subyacentes al pavimento. Para anticipar el comportamiento de los materiales empleados en la pavimentación se desarrolló la prueba de CBR en 1929; estas pruebas se realizaron sobre un gran número de materiales triturados considerados como típicos y representativos de materiales para base; el promedio de los valores obtenidos se consideró como el 100% de CBR. En el procedimiento original se compactaron los especímenes de material de subrasante estáticamente, pero para el control de campo se siguieron métodos dinámicos mediante 20 golpes de un pistón de 10 lb., desde una altura de 18 pies sobre capas de 1 pulg., de espesor.

Los especímenes se llevaron a la falla y de los pavimentos satisfactorios se probaron y proyectaron curvas como la 14.3 la curva A se trazó con los datos obtenidos en 1942 y se consideró adecuado para condiciones de tránsito promedio, y la curva B representa a los valores obtenidos en la investigación original.

Los espesores dados en la figura 14.13 son los requeridos arriba de un material con un cierto valor de CBR. Por ejemplo, usando la curva B, si el CBR de la subrasante es de 10% se requieren 9.5 pulgadas de material de mejor calidad sobre ella. La misma técnica puede emplearse para las capas sucesi-

vas, requiriendo solamente que cada capa del pavimento tenga mejor calidad que la anterior. Se supone que los esfuerzos se distribuyen independiente mente de la calidad de las capas.

Al principio de la Segunda Guerra Mundial, el Cuerpo de Ingenieros adoptó el método de proyecto de CBR para aeropuertos. Puesto que en esa época el tránsito en carreteras estaba canalizado relativamente y el de aeropistas se distribuía en un ancho mayor, se supuso que una rueda de 12,000 lb., de un avión estaba representado por la curva A de la figura 14.13 y la curva B representaba una carga por rueda de 7,000 lb. El método de extrapolar las curvas a cargas mayores por rueda se presenta en la figura 14.14. Los esfuerzos cortantes se calcularon para varias cargas por rueda y se graficaron en función de la profundidad. En la extrema derecha se presenta el esfuerzo cortante para una rueda sencilla de 12,000 lb. Se indican en la figura también los valores de CBR de la curva A. Por ejemplo, en la figura 14.14, para la carga de 12,000 lb., por rueda, el esfuerzo cortante es de 5 psi; para 21 pulgadas de profundidad en la curva A, el CBR es de 3% para la misma profundidad. El espesor del pavimento para CBR de 3, 5, 7 y 10% se anotan en la misma curva de esfuerzos. Por lo tanto se supone de los datos, que un esfuerzo cortante de 5 psi corresponde a un CBR de 3%, de manera que extrapolando los valores de CBR para una carga de 25,000 lb, puede decirse que un esfuerzo cortante de 5 psi existe a una profundidad de 31 pulg. Por lo tanto una subrasante con un CBR de 3% será cargada con 25,000 lb., por rueda y requiere un espesor de 31 pulgadas de pavimento. El mismo procedimiento puede emplearse para varias cargas por rueda como se muestra en la Fig. 14.14; de los espesores correspondientes para diferentes valores de esfuerzos fueron trasladados a la gráfica de proyecto mostrada en la Fig. 14.15.

Las curvas tentativas de proyecto como la mostrada en la Fig. 14.15 se consideran el mejor medio para el proyecto de espesores utilizando cargas por ruedas actuales. Durante el mismo período se elaboró un programa de pruebas de campo y de laboratorio para comprobar estas curvas. El método de extrapolación para ruedas sencillas o múltiples se muestra en la Fig. 14.16. Estas técnicas han sido discutidas en el Capítulo 2. Suponiendo que existe una extrapolación de esfuerzos a una profundidad  $d/2$  y que la superposición es

despreciable a 23 (véase Fig. 2.15), una relación lineal se establece como se muestra en la Fig. 14.16. Las líneas continuas de esta figura muestran las relaciones entre el espesor, CBR, carga por rueda de la Fig. 14.15; para ilustrar el método de extrapolación considérese una subrasante con un CBR de 5%. Este material requiere 26 pulg., de pavimento para una rueda sencilla de 30,000. Se ve que la línea de CBR de 5% cruza la línea punteada AB en una rueda equivalente sencilla de 44,000 lb., y el espesor requerido de pavimento que es igual o mayor que 29 pulg., para ruedas dobles de 60,000 lb.

Los estudios recientes realizados por el Cuerpo de Ingenieros en Vicksburg - Miss., han mostrado que la relación del espesor del pavimento flexible a carga por rueda y presión de inflado puede expresarse por las ecuaciones 14.5 y 14.6.

$$t = \sqrt{P \frac{1}{8.1 \text{ CBR}} - \frac{1}{P \pi}} \quad (14.5)$$

donde:

t = espesor en pulgadas  
P = carga por rueda en libras  
P = a presión de inflado en psi

$$t = \sqrt{\frac{P}{8.1 \text{ CBR}} - \frac{A}{\pi}} \quad (14.6)$$

La ecuación 14.6 se aplica a llantas cuya área de contacto es constante. Ambas ecuaciones son válidas para valores de CBR menores que 10 ó 12%. Por medio de esta expresión es posible extrapolar curvas de proyecto para varias cargas por rueda y presión de inflado.

CURVAS DE PROYECTO. El Cuerpo de Ingenieros ha desarrollado curvas de proyecto para diferentes cargas por rueda, presión de inflado y disposición de las llantas; las figuras 14.17 a 14.22 representan curvas para diferentes condiciones de carga, y se ilustran como ejemplo. Como resultado de investigaciones continuas las curvas se revisan frecuentemente, éstas y los datos relativos aparecen en el Manual de Ingeniería (referencia 12 pavimentos flexibles y 13 para condición de helada) inclusive las de ruedas sencillas,

presiones de inflado de 100 psi, áreas de contacto de 100 pulg<sup>2</sup>, ruedas gemelas, ruedas gemelas en tandem, todas para diferentes áreas de tránsito.

Estas curvas proporcionan el espesor necesario de pavimento sobre un material con un determinado valor de CBR. Debe notarse que las curvas de proyecto se suspenden para un CBR de 50%, ya que aquellos espesores para valores superiores de CBR deben incrementarse para satisfacer las especificaciones de espesor mínimo de carpeta y base. Análogamente en cada gráfica se indica en una pequeña tabla el espesor en pies de pavimento y subrasante requeridos para materiales blandos con valores de CBR de 1 a 3%; de manera que si se encuentran capas blandas a alguna profundidad por debajo de la superficie del terreno, deben realizarse o calcularse los valores de CBR del material blando. Si el espesor de pavimento y la subrasante compactada no satisface los espesores recomendados en las tablas, puede ser necesario remover las capas blandas para evitar que se consoliden por efecto de la carga.

Las gráficas de proyecto toman en consideración los valores de CBR, cargas por ruedas, disposición de las llantas, y tipo del área de tránsito (véase de figura 4.13 para los diferentes tipos de áreas de tránsito). Para pavimentos que soportarán cargas ligeras, las áreas A y B se omiten; para estos casos el tipo B se usa para calles de rodaje, plataformas y mil pies de cabezera en las pistas; el tipo C se usa para la porción central de las pistas.

Elección del valor de CBR de la subrasante. El Cuerpo de Ingenieros emplea un método de proyecto basado en el concepto de un modelo prototipo, en el cual especímenes de la subrasante se prueban en el laboratorio en condiciones consideradas como representativas del pavimento prototipo. Se recomienda un programa de pruebas que requiere pruebas de compactación realizadas con 3 valores de energía; modificada AASHO, estándar AASHO, y una energía intermedia, obteniéndose una familia de curvas similar a la mostrada en la figura 8.9; las curvas se calculan basándose en las condiciones anticipadas de humedad y peso volumétrico que se estima existirán durante la construcción.

MATERIALES PARA BASE Y SUB-BASE. Los materiales para sub-base pueden ser de varios tipos, en algunos casos la subrasante misma puede satisfacer las especificaciones de una sub-base, o puede ser estabilizada para trabajar como

una sub-base. Las especificaciones adicionales son proporcionadas por el -  
Cuerpo de Ingenieros, que usan mezclas en la subrasante para obtener mate-  
rial de sub-base, lo cual es permitido solamente cuando el suelo de la su-  
brasante natural satisface las especificaciones para sub-bases en cuanto a  
los límites líquido y plástico.

Puerto que como se indicó en el Capítulo 8, el efecto de confinamiento del  
molde afecta a los valores de CBR de materiales granulares, la prueba de -  
CBR ha sido limitada por especificaciones granulométricas de los materia -  
les de base y subbase. En la tabla 14.5 se presentan las especificaciones-  
granulométricas para materiales de subbase, además de los valores máximos-  
permisibles para el L.L. e I.P., así como también los valores de proyecto.  
Supóngase por ejemplo un material con un CBR de 25% pero con L.L. 25% o un  
IP 5%. Para este caso el CBR de diseño deberá ser de 20%, porque el mate -  
rial no satisface las especificaciones de plasticidad o granulometría para  
materiales de subbase. Además de las especificaciones anotadas en la tabla  
14.5, en el laboratorio deben obtenerse valores de CBR mayores que los co-  
rrespondientes de proyecto seleccionados de esa tabla. Los valores de CBR-  
para materiales de base se presentan en la tabla 14.6, los que se usan sin  
limitación, con la excepción de los materiales estabilizados únicamente -  
empleados en áreas sujetas a presiones de inflado iguales o menores que -  
100 psi y para áreas de tránsito tipo D. En cualquier caso deben satisfa-  
cerse las especificaciones de compactación mostradas en la tabla 9.1.

Espesores para carpetas y bases. Los espesores mínimos para las cargas por  
rueda de las figuras 14.17 a 14.22 se presentan en las tablas 14.7 y 14.8.  
Nótese que algunos casos se recomiendan bases de mayor espesor para CBR de  
80% que para 100%. Las especificaciones de espesores mínimos se emplean -  
conjuntamente con las curvas de espesor de proyecto a partir del CBR, para  
determinar los espesores de cada uno de los elementos del pavimento.

Proyecto para protección contra la acción de las heladas. En este criterio  
de proyecto se emplearon dos conceptos diferentes para el proyecto de pavi-  
mentos sujetos a heladas. Tales conceptos son (1) control de la deforma -  
ción superficial suministrando un pavimento capaz de impedir la penetra -  
ción de la helada, y (2) proyecto para reducidas resistencias de la subra-  
sante durante la época del deshielo.

La limitación de la penetración de la helada en la subrasante se requiere - para todas las de clase F-4 y para otros tipos de subrasantes susceptibles - a las heladas en las que se puedan provocar bufamientos no uniformes, como - en el caso de cambios bruscos en el tipo de suelo. Los estratos de tales ti - pos de suelos pueden llegar a ser removidos totalmente. Siempre deben tener - se en la zona de helada materiales no afectables por tal efecto.

El índice de congelamiento empleado en los cálculos es para el año más frío en un decenio o el promedio de los índices para los tres años más fríos en - 30 años. Es profundidad de la penetración se calcula por la ecuación de - Berggren modificada (5.8). Las gráficas para el mismo cálculo corresponden - a las figuras 14.23 y 14.24, el método para el proyecto controlando las de - formaciones superficiales es el siguiente:

La profundidad de penetración de la helada se calcula de las figuras 14.23 - ó 14.24 empleando el índice de congelamiento de proyecto y los datos de hu - medad y peso volumétrico y subrasante y base. El espesor de la base  $c$  se - determina en seguida. Este valor es la abscisa en la figura 14.25 y, con el - valor apropiado de  $r$  (relación entre las humedades de sub-base y base), se - encuentra el valor permitido para la profundidad de penetración, en la figu - ra se ilustra un ejemplo. Si el valor de  $r$  es mayor que 2.0 se usa 2.0 en - la figura 14.25. Los valores de  $b$  y  $c$  calculados de esta manera deben con - cordar con los de la figura 14.26.

Para evitar la intrusión de subrasante en la base, las pulgadas inferiores - de la base se proyectan como filtro. Si el espesor total de carpeta y base - obtenidos de este procedimiento gráfico es mayor que 72", se recomienda rea - lizar un estudio especial para determinar la conveniencia de emplear pavi - mento rígido reforzado o si la superficie rugosa debe ser excesiva para un - pavimento de 72". Se permite una reducción en la resistencia de proyecto en - materiales de subrasante tipos F1, F2 y F3; también se admite en el tipo F4 - donde se pueden admitir bufamientos uniformes en pavimentos de escasa im - portancia. En las figuras 14.27 a 14.30 se muestran curvas de proyecto para - varios tipos de carga por rueda.

AREAS EXTRAS. Se construyen en las cabeceras de las pistas de 1,000 pies de - longitud y del ancho del área pavimentada más los acotamientos, aunque se - pavimentan con el ancho del pavimento. Existe un criterio de proyecto pero -

aquí sólo se presenta para cargas pesadas (figura 14.22). El espesor del pavimento es aproximadamente de la mitad del requerido para las pistas. Se proyectan para el tránsito de emergencia con un número de cubrimientos limitado. La carpeta es generalmente de dos riegos.

EJEMPLO 1. Se desea proyectar un pavimento flexible para una carga de 60,000 lb., en un tren de aterrizaje de llantas gemelas. Las llantas están separadas 37" c.a.c., y el área de contacto es de 267 pulg<sup>2</sup>. No hay problema de heladas y se proyectará para áreas de tránsito tipo A. La subrasante es de arcilla limosa (CL) con un L.L. = 35% y un LP = 20%. Los valores de CBR de proyecto de la subrasante y base para varios tipos de materiales así como los espesores requeridos, se anotan en la tabla 14.9.

Para este ejemplo se supone que no es necesario recompactar la subrasante para satisfacer especificaciones de pesos volumétricos, aunque como la subrasante natural requiere 32" de material y puesto que el espesor total requerido sobre la subrasante compactada es de 24", el material entre estos espesores deberá recompactarse para cumplir con el criterio de proyecto de CBR. Se admiten varias combinaciones de base y sub-base; sin embargo, si se emplean todos los materiales, el proyecto final se muestra en la figura 14.31.

EJEMPLO 2. Se desea proyectar un pavimento flexible para la condición anterior, pero con un índice de congelamiento de proyecto de 1,000 grados días, la subrasante es de tipo F-3. Se calculará solamente el espesor total; los datos de proyecto se anotan en la tabla 14.10. El espesor de proyecto es de 40", las 4" inferiores deben proyectarse como filtro para evitar la intrusión de la subrasante en el período de deshielo. Los espesores de proyecto que gobernarán varían para cada caso, por ejemplo si el espesor para reducir un bufamiento indeseable es mayor que 41", gobernará la resistencia reducida. Si el espesor para evitar el bufamiento es de 12" exactamente, gobernará el proyecto normal.

RESUMEN. En este capítulo se han discutido 4 métodos diferentes para el proyecto de pavimentos flexibles para aeropistas, el método de la Marina que usa la prueba de placa como el de McLeod; el de la FAA basado en una clasificación del suelo y del Cuerpo de Ingenieros que emplea la prueba CER. Cada uno difiere de los demás en varios aspectos, incluyendo el tipo de prueba de

proyecto y las deformaciones límites y número de repeticiones de carga de proyecto consideradas. Se ha intentado correlacionar las técnicas de proyecto pero en el mejor de los casos sólo se ha hecho de manera cualitativa por varias razones. Primero, deben hacer hipótesis simplificadoras para correlacionar los resultados de las pruebas de proyecto. La prueba de CBR se realiza introduciendo un pequeño pistón en el espécimen y en el laboratorio; generalmente; estos valores no pueden ser comparados con los de una prueba de placa realizada en el campo y con diferentes condiciones de humedad y peso volumétrico; el método FAA se basa por su parte en una clasificación de suelos, lo que en esencia es una simplificación ya que para cada tipo de suelo se asigna un valor de resistencia promedio, y no se toman en cuenta incrementos de la misma por compactación. Humedad y peso volumétrico tienen gran influencia en la estabilidad del suelo, por lo que cualquier correlación entre valores de diferentes pruebas debe realizarse en igualdad de condiciones de humedad y peso volumétrico; de otra manera no puede generalizarse.

El segundo factor que debe considerarse es el criterio que define los valores límites asignados al pavimento. En el método de McLeod el criterio para la deformación y número de repeticiones varía para pistas y para calles de rodaje, mientras que esta distinción no se hace en el método de la Marina. El Método FAA no considera repeticiones y no toma en cuenta la resistencia del suelo compactado, y por su parte el Cuerpo de Ingenieros se basa en pruebas de laboratorio con muestras saturadas y tomando en cuenta la canalización de tránsito y repetición de cargas, además de la acción de las heladas.

Los requisitos de operación de pistas y calles de rodaje también influyen en los criterios, la canalización del tránsito sólo se considera en aeropuertos militares. Las presiones de inflado en aviones militares son mayores que las de tipo comercial, pero es de suponerse que el desarrollo de estos acarreará los problemas que presentan aquellos.

Un comité de la ASCE realizó una comparación de los métodos de proyecto, bajo 2 condiciones: primera, se compararon los espesores requeridos por los métodos de CBR, Marina y McLeod suponiendo la vida del pavimento. En seguida se analizó el espesor requerido para pistas suponiendo el suelo en las

peores condiciones, mediante los datos de CBR con especímenes saturados y -  
pésimas condiciones de drenaje según la FAA. Los análisis se limitaron al es-  
tudio para cargas por rueda sencilla usando gráficas de proyecto de esa épo-  
ca, 1952, por lo que no pueden aplicarse al criterio actual. En general los-  
métodos de la Marina y de McLeod, dieron espesores algo menores que los de-  
CBR, y los de la FAA fueron intermedio entre los del CBR y los de McLeod -  
y/o los de la Marina.

Los datos están sujetos a las limitaciones ya mencionadas; la naturaleza ge-  
neral de los valores de resistencia correlacionados, conjuntamente con las -  
especificaciones desde el punto de vista operacional impuestos por cada orga-  
nismo, impide las comparaciones directas con bases cuantitativas.

CAPITULO IX  
PAVIMENTOS FLEXIBLES PARA CARRETERAS.

Los conceptos del proyecto de pavimentos flexibles para carreteras son diferentes de los de aeropuertos principalmente en el número de repeticiones de carga, considerado el ancho del pavimento. Las cargas aplicadas a carreteras son considerablemente menores que para el caso de aeropuertos.

El número de repeticiones de carga que ocurrirán durante la vida del pavimento dependerá del tipo de carretera; por ejemplo, una carretera secundaria podrá tener un tránsito normal de 50 a 100 vehículos por día, en tanto que una carretera principal de tránsito intenso tendrá una circulación de 15,000 a 20,000 vehículos diarios. No obstante, muchos de los vehículos son automóviles y camiones ligeros que no afectan apreciablemente la vida del pavimento. Los camiones pesados integran del 20 al 40% del volumen total de tránsito.

Aunque el comportamiento de un pavimento está influenciado por el número de repeticiones de carga que debe resistir, la experiencia ha demostrado que en algunos casos, una o dos aplicaciones de carga pueden producir la falla del pavimento. Este caso puede presentarse durante el período de deshielo de primavera, cuando el deshielo es acompañado de lluvias intensas.

El Highway Research Board Committee encargado del proyecto de pavimentos flexibles ha realizado un estudio de los métodos o sistemas de proyecto en los EE. UU. para redondear este estudio. Se enviaron a varias oficinas estatales de carreteras muestras representativas del suelo localizado en el sitio del tramo de prueba WASHO. Se solicitó a cada ingeniero que determinara el espesor necesario de pavimento flexible para varias condiciones específicas. Los resultados de este estudio demostraron que diferentes ingenieros, para las mismas condiciones de carga y de suelos, obtuvieron resultados ampliamente diferentes. La razón principal para variación tan amplia es que el criterio para determinar la falla del pavimento varía considerablemente de un Estado a otro.

Independientemente de los métodos empleados para el proyecto del pavimento para carreteras, el criterio fundamental debe siempre apoyarse en la evaluación del comportamiento del pavimento bajo las condiciones reales de campo. Muchos de los Estados han adoptado coeficientes que modifican a las considera

ciones básicas de proyecto; tales coeficientes son análogos a los factores de seguridad comunmente empleados en el proyecto estructural. Los métodos de Kansas y California constituyen buenos ejemplos de tal caso. Análogamente, las variaciones existentes entre las curvas CBR de proyecto usadas por varios Estados son debidas principalmente a las constantes de correlación empleados.

Los procedimientos de proyectos usados frecuentemente en los EE. UU. esencialmente son los mismos que para el caso de aeropuertos. Los métodos básicos son los siguientes:

1. Consideraciones teóricas y semiteóricas que además utilizan valores apropiados de correlación.
2. Procedimientos empíricos basados en pruebas arbitrarias como el CBR.
3. Proyectos basados en clasificaciones del suelo (índice de grupo).

En el primer grupo se incluye el uso de la distribución teórica de esfuerzos, y en particular, la prueba triaxial para valorar las características esfuerzo deformación unitaria de los materiales. En esta categoría es considerado a veces el método del estabilómetro. El segundo grupo incluye el método CBR, el del cono de penetración, etc., mientras que el último grupo incluye el uso del índice de grupo.

#### TRAMO DE PRUEBA WASHO.

En 1951 la WASHO sugirió a el Highway Research Board supervisara la construcción y pruebas de un pavimento flexible de prueba en el sudeste de Idaho. Este tramo de prueba tuvo por objeto estudiar los efectos de varias cargas por eje sobre ciertos factores relacionados con el funcionamiento y proyecto de pavimentos flexibles; fue terminado en septiembre de 1952, empezando las pruebas en esa época.

Las variables involucradas en el estudio fueron espesores de la sub-base, base y carpeta, y magnitud de carga neta por eje. Las secciones de prueba consistieron en dos circuitos de prueba y los pavimentos estudiados fueron los correspondientes a las tangentes. El tránsito se formó con ejes sencillos de 24,000 a 18,000 lbs., y ejes de tandem de 40,000 y 32,000 lbs. Los vehículos con dos ejes sencillos circularon en un circuito; los más pesados en el ca --

rnil exterior de 12 pies de ancho. Los de ejes de tandem circularon en el otro, en cuyo carril exterior circularon los más pesados. El espesor de base y carpeta en cada pavimento fue de 6 pulgadas, pero el de la carpeta varió de 2 a 4 pulgadas, teniendo la base un espesor igual a la diferencia. El espesor de la sub-base varió entre 4 y 16 pulgadas, pero en algunos casos no existió, construyéndose base y carpeta directamente sobre la subrasante, por lo que el espesor total del pavimento varió entre 6 y 22".

Varios de los resultados de esas pruebas fueron contundentes. Se encontró -- por ejemplo que la carpeta de 4 pulgadas fue bastante superior a la de 2". Debe reconocerse sin embargo que el espesor total de base y carpeta se mantuvo constante e igual a 6", así que el espesor de la base fue una variable que debe ser tomada en cuenta. Otro de los resultados importante fue que el demérito del pavimento en la trayectoria de las ruedas externas fue considerablemente mayor que el de la trayectoria de las ruedas internas. También se observó que pavimentando los acotamientos de tres de las secciones se redujo considerablemente el demérito del pavimento. Las pruebas demostraron dramáticamente que los efectos del tránsito en las orillas deben siempre considerarse en el proyecto, por su influencia en el comportamiento del mismo. Otro aspecto importante es que la mayor parte de los desperfectos en el pavimento ocurrieron durante dos períodos críticos: los que corresponden al deshielo de primavera y durante los primeros meses de verano; el segundo ocurrió poco después del primero.

También se estudió la equivalencia de cargas por eje; se encontró que varía con el espesor de la carpeta. El eje en tandem equivalente correspondiente a un eje sencillo de 18,000 lbs. fue del orden de 28,000 lbs. También se incluyó que el contenido de agua de la última capa de la subrasante fue un factor sumamente importante; esto sugiere que un drenaje adecuado de la base, que impida su saturación posterior del material subyacente inmediato, ayuda a la capacidad estructural del pavimento.

Se hicieron también estudios sobre la mecánica de fallas de pavimentos mediante mediciones para determinar si la base y la sub-base tuvieron movimientos laterales bajo la acción de cargas pesadas. Se encontró que el mayor cambio de elevación ocurría en el nivel superficial y en la franja de huella de la rueda externa. También se halló que los materiales desplazados lateralmente -

estaban dentro de las seis pulgadas superficiales del pavimento. Los resultados de medición de densidades indicaron que una gran parte de la formación de huellas se puede explicar como debidos a movimientos laterales de la capa de base.

Los datos demostraron que no hay una relación definida entre el espesor de la estructura y la profundidad de la huella.

La causa principal de las fallas es resultante del movimiento lateral o desplazamiento de los materiales de base.

#### METODO DE PROYECTO BASADO EN PRUEBAS TRIAXIALES.

Deformaciones y Esfuerzos Teóricos. (Kansas). El primer método que debe considerarse está bajo los principios de emplear las ecuaciones de Boussinesq para encontrar los esfuerzos teóricos en masas ideales. La aplicación para el proyecto fue propuesta por Palmer y Barber y posteriormente ampliada por Barber. Las discusiones del capítulo II tratan de las deformaciones teóricas debidas a cargas circulares, y para la condición de una capa sencilla además de considerar que el pavimento es incompresible y que las deformaciones unitarias son elásticas y tienen lugar únicamente en la subrasante. La ecuación 2.9 da la deformación en términos de carga unitaria, radio de la placa, módulo de elasticidad y profundidad. Bajo la hipótesis que el pavimento es incompresible, la profundidad  $z$  es el espesor del pavimento. Despejando  $z$  de la ecuación 2.9 y sustituyendo los valores de carga total por carga unitaria, se tiene:

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

donde:

T o  $z$  = Espesor del pavimento

P = Carga total sobre rueda sencilla

E = Módulo de elasticidad de la subrasante.

a = Radio de contacto.

$\Delta$  = Deformación permitida.

En la ecuación 15.1 del espesor se da el término de la carga total, el módulo de elasticidad de la subrasante, el radio del área de contacto y la deforma -

ción; es necesario suponer una deformación límite para utilizar la fórmula - para el proyecto, como se hizo en el procedimiento de proyecto de pavimentos flexibles para aeropistas, por medio de pruebas de placa.

La deformación de proyecto de la superficie se supone de 0.1" para pavimentos flexibles, este valor se determinó a partir de mediciones realizadas en numerosos pavimentos flexibles en varias condiciones.

Coefficientes. El procedimiento de proyecto requiere que todas las pruebas se realicen en especímenes saturados; esta condición es necesaria para obtener una comparación directa de los tipos de materiales y al mismo tiempo obtener una medida de resistencia del material en sus condiciones más desfavorables. Para tomar en cuenta la posibilidad de que el suelo no alcance la saturación después de la construcción, se introduce un coeficiente n que da una reducción del espesor de la carpeta o base para sitios poco lluviosos (tabla 15.1)

Si la máxima carga por rueda es de 9,000 lbs. y el porcentaje de vehículos pesados en relación con los vehículos ligeros es sensiblemente constante, la variación que afecta el proyecto ocurre principalmente en el volumen total de tránsito. Los coeficientes se han determinado de acuerdo con éste, y sus rangos de variación correspondientes se muestran en la tabla 15.2.

Introduciendo tales coeficientes a la ecuación 15.1 y empleando la modificación de la fórmula propuesta por Falmer y Barmer, se obtiene la ecuación 15.2

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

donde:

T = Espesor requerido.

E = Módulo de elasticidad del pavimento o carpeta.

E<sup>p</sup> = Módulo de elasticidad de la subrasante o sub-base.

P = Carga por rueda base.

m = Coeficiente de tránsito basado en el volumen de tránsito.

n = Coeficiente de saturación basado en el regimen de lluvias.

a = Radio del área de contacto de la llanta correspondiente  
a P

Δ = Deformación permitida de la superficie.

El factor de rigidez ( $E/E_p$ ) se propuso con base en el factor de rigidez para losas y se comprobó contra desplazamientos elásticos debidos a cargas concentradas en un sistema formado por dos capas.

Ejemplo ilustrativo:

Sean  $E = 1,500$  psi.,  $E_p = 15,000$  psi, los valores de los módulos de elasticidad de la subrasante y carpeta respectivamente.

$P = 9,000$  lbs.,  $a = 6"$ ;  $\Delta = 0.1"$ ,  $m$  y  $n = 1$ . Por lo tanto el espesor de la carpeta asfáltica colocada directamente sobre la subrasante es

$$T \sqrt{\left(\frac{3(9000)}{2\pi(1500)(0.1)}\right)^2 - 6^2} \sqrt[3]{\frac{1500}{15000}} = 12.7$$

Factor de rigidez. Estos factores aparecen en la ecuación 15.2 y toman en cuenta las cualidades de distribución de esfuerzos de la carpeta relacionadas con los de la subrasante. Sin tomar en cuenta el factor de rigidez, la ecuación 15.2 proporciona el espesor de una capa incompresible que tendrá un asentamiento igual al de la condición supuesta para la carga por rueda de proyecto. Con el factor de rigidez la ecuación 15.2 proporciona el espesor de una carga asfáltica colocada directamente sobre la subrasante para las condiciones de carga señaladas. Si se desea substituir alguna capa de material granular de la base por una porción de la carpeta asfáltica, puede determinarse la relación basándose en el factor de rigidez de la carpeta asfáltica en relación con la base. De esta manera, si el espesor de la carpeta definitiva se supone, el espesor de la capa de material de base por añadir a la estructura del pavimento se encuentra mediante la ecuación 15.3.

$$t_B = (T - t_p) \sqrt[3]{\frac{E_p}{E_B}}$$

dónde:

$t_B$  = Espesor de la base.

$T$  = Espesor de la carpeta asfáltica.

$t_p$  = Espesor supuesto del componente inferior de la carpeta.

$E_p$  = Módulo de elasticidad de la carpeta.

$E_B$  = Módulo de elasticidad de la base.

Debe notarse que el procedimiento requiere suponer un espesor de carpeta que será usado en la estructura del pavimento.

Módulo de elasticidad. La curva esfuerzo-deformación unitaria obtenida de una prueba de compresión triaxial se usa para determinar el módulo de elasticidad del material ensayado. Comúnmente se usa una presión lateral de 20 psi. Se considera que 20 lbs. por pulgada cuadrada son comparables a un confinamiento lateral o resistencia horizontal que generalmente es proporcionada por el material adyacente y similar, bajo las condiciones de campo.

La curva esfuerzo-deformación unitaria normalmente es curva en toda su extensión, por consiguiente no puede obtenerse un módulo de elasticidad definido como en el caso de materiales perfectamente elásticos. Para la mayor parte de las carpetas asfálticas y materiales granulares para base, es posible obtener un módulo de elasticidad relativo, determinando la porción recta de la curva. Aun así el módulo determinado de esta manera depende en gran parte del juicio individual al efectuar la interpretación.

Puesto que para los suelos estas gráficas son curvas, el módulo de elasticidad secante depende de las coordenadas sobre las que se calcula en la curva. El módulo para la subrasante puede determinarse calculando primero los esfuerzos verticales y horizontales existentes bajo el pavimento, y posteriormente encontrando el módulo por medio de una prueba triaxial para las condiciones de esfuerzos calculados.

Los esfuerzos importantes que existen bajo el pavimento son: el vertical, el radial horizontal y el cortante, los que existen en un plano alrededor de la periferia del área circular cargada. Con los tres estados de esfuerzos conocidos es posible dibujar un diagrama de Mohr para los estados de esfuerzos que existen bajo el pavimento. En la envolvente de falla la diferencia entre los esfuerzos principales mayor y menor se conoce como esfuerzo desviador o diferencia de esfuerzos. Este esfuerzo desviador (que es la diferencia entre el esfuerzo vertical y el esfuerzo horizontal de confinamiento en la prueba triaxial), es el esfuerzo usado para calcular el módulo de elasticidad. Las curvas de influencia presentadas en las figuras 2.3 2.6 pueden emplearse para facilitar el cálculo de los esfuerzos bajo el pavimento en cuestión.

Debe notarse que la diferencia máxima de esfuerzos no siempre ocurre bajo la línea central de una rueda, sino que más bien en algún punto intermedio entre las líneas centrales de las ruedas.

Para facilitar los cálculos, las curvas se han preparado para efectuar la determinación del módulo de elasticidad de una manera relativamente simple. En las figuras 15.1 a 15.4 se presenta un conjunto de curvas para valores de  $n$  de 1.0 y 0.5, y para módulos de elasticidad en la carpeta igual a 15,000 psi. Con los datos de la prueba de compresión triaxial empleando valores de diferencias de esfuerzos escogidos arbitrariamente, y módulos de elasticidad calculados (módulo de deformación), se entra a las gráficas. Si son correctos -- los valores supuestos de esfuerzo y módulo, el diagrama de diferencia de esfuerzos y módulo de elasticidad coincidirá con una curva  $m$  apropiada. El espesor de la carpeta bituminosa se encuentra sobre la línea apropiada en la parte superior de la gráfica. En la práctica es necesario emplear varios valores de diferencias de esfuerzos y los correspondientes módulos de elasticidad de la curva esfuerzo-deformación unitaria.

Ejemplo ilustrativo. Empleando los datos de la prueba triaxial que aparecen en la tabla 15.3, determínese el espesor de pavimento para una carretera de primer orden cuyo tránsito es de 1,500 vehículos diarios.

Para este caso  $m$  y  $n$  se consideran unitarios. Se supone que por especificaciones se requiere un espesor mínimo de 2" de carpeta con un módulo de deformación de 15,000 psi. Los valores del módulo de deformación y diferencia de esfuerzos se dibuja en la gráfica de espesores como se muestra en la figura 15.1; de esto se obtiene que el módulo de deformación para arcilla arenosa es de -- 2,500 psi, y el módulo para la arcilla es de 1,500 psi. El espesor de carpeta bituminosa requerido directamente sobre la subrasante es 7.5" y 12.5" respectivamente.

Se supone que se cuenta con grava triturada con un módulo de deformación igual a 5,880 y grava graduada con módulo de deformación de 3,740 psi.

Para la subrasante arcillosa, empleando 2" de carpeta el espesor requerido de grava triturada es:

$$t_B = (12.5 - 2) \sqrt{\frac{15000}{5880}} = 14.3''$$

Así que el pavimento estará formado de 2" de carpeta sobre 14.5" de base de -- grava triturada. Si se desea usar una sub-base de grava supóngase una base de --

6" de espesor; de ser así el espesor de sub-base se determina de la manera siguiente:

$$t_{SB} = (t_B - 6) \sqrt[3]{\frac{C_B}{C_{SB}}} = (14.3 - 6) \sqrt[3]{\frac{5880}{3740}} = 9.7''$$

El pavimento debe entonces consistir de 2" de carpeta, 6" de base y 10" de sub-base.

Para la arcilla arenosa y la base de piedra:

$$t_B = (7.5 - 2) \sqrt{\frac{15000}{5880}} = 7.5$$

El proyecto para esta condición es 2" de carpeta y 7.5" de base.

El método de proyecto anterior ofrece muchas ventajas desde el punto de vista de que la teoría puede intervenir si pueden determinarse los coeficientes de correlación apropiados. De tal manera, el método es aplicable a la mayoría de cargas por rueda de cualquier tipo o cualquier condición de carga que se encuentre; el método puede extrapolarse para incluir una multitud de condiciones. Esto por supuesto puede asegurarse basándose en el hecho de que puede establecerse correlaciones apropiadas. Sin embargo el método ofrece la desventaja de que la prueba triaxial es bastante complicada y por lo tanto costosa. Asimismo la velocidad de aplicación de carga usada afecta materialmente los resultados de la prueba. Los especímenes probados bajo condiciones de carga móviles tienen un módulo de elasticidad mayor que los especímenes probados con una velocidad lenta de aplicación de carga.

Los procedimientos mencionados anteriormente toman en cuenta las diferentes cualidades de varios materiales para base, por consiguiente resultarán diferentes espesores de pavimentos flexibles para los diferentes tipos de materiales propuestos. Este método de proyecto también toma en cuenta las diferencias entre los materiales de diferentes pesos volumétricos; los materiales de bajos pesos volumétricos requieren mayores espesores de pavimento que para el mismo material pero con pesos volumétricos elevados.

Método de Proyecto de Texas. Este método de proyecto se basa en una prueba triaxial modificada, y se emplea la envolvente de ruptura de Mohr. La prueba tiene dos aspectos importantes, primero los especímenes se "curan" secándolos parcialmente en un horno de tiro forzado a 140° F (60° C) durante un período-

de 8 horas; después de curados los especímenes se saturan en una celda con una presión lateral de 1 psi, hasta que se alcanza una condición de equilibrio de humedad. El proyecto está basado en que si la vida de la carretera debe ser grande, de 10 a 30 años o menor de 10 años; este aspecto de la vida de carretera introduce un concepto de porcentaje de proyecto. Véase la ecuación 4.1.

Puesto que el método empleado en Texas es algo diferente del adoptado por otras autoridades, se requiere hacer una discusión de la técnica de ensaye. -- Primero una muestra de material de 200 a 300 lbs. es secada al aire, eliminando el material retenido en la malla de 2". Se obtienen curvas de peso volumétrico contenido de agua para los materiales, usando una técnica especial de compactación en un cilindro de 6" de diámetro y 8" de altura, en cuatro capas de 2" de espesor; se compactan 6 especímenes con el contenido óptimo de humedad.

Los especímenes se dejan durante una noche y si no se desarrollan grietas de contracción se seca parcialmente en un horno a 140° F por un período de 8 horas. A continuación los especímenes se dejan en contacto con el agua que penetra en ellos capilarmente hasta que se alcanza el equilibrio. Durante este período de absorción se usa una presión de 0.33 a 1.0 psi.

Los especímenes son entonces probados en la celda a presión de Texas con una velocidad de deformación unitaria de 0.15" por minuto, y los datos se dibujan en forma de círculos de Mohr, los que servirán para trazar la envolvente de falla. Las curvas de proyecto se presentan en las figuras 15.5 y 15.6; los materiales se clasifican de acuerdo con la posición y pendiente de la envolvente de ruptura.

Ejemplo ilustrativo. La envolvente de ruptura para una subrasante arcillosa y para una base de piedra se presenta en la figura 15.5; estos materiales se han clasificado como 5.5 y 2.6 respectivamente. Para estos valores se requieren 2" de carpeta y 19" de base ( $21 - 2 = 19$ ) para 10,000 lbs. de carga y un pavimento de larga duración.

Los datos de tránsito se toman en cuenta en el método de Texas, mediante el concepto de porcentaje de proyecto. McDowell establece que, usando este procedimiento los pavimentos buenos de larga duración pueden resultar 1.5" más -

delgados que el requerido. De esta manera, es práctica común en Texas reser-  
var 1 ó 2" de carpeta para aplicación futura.

Estabilómetro. Los datos en esta sección presentan un resumen de un método --  
propuesto por Hyeem y Carmany del Dpto. de Carreteras de California. En una -  
gráfica de proyecto relativamente sencilla que se ha obtenido, emplea ciertas  
características físicas del suelo de la subrasante y el pavimento así también  
como las cargas aplicadas.

Este proyecto se basa en el principio de que la carga transferida a una capa  
de material asfáltico o base puede o no extenderse sobre la subrasante en el  
proyecto convencional. En lugar de esto, las partículas en cualquier capa pue  
de desplazarse siguiendo una trayectoria curva y así desarrollar una fuerza -  
hacia arriba contra la cara inferior de la base o capas superficiales. Véase-  
la figura 2.11. El análisis cumple con dos de los factores de proyectos sobre  
los que se basa el método.

El espesor requerido de pavimento depende de varios factores, primero del aná  
lisis teórico presentado en el capítulo 2, se establece que el espesor varía-  
directamente con la presión de llanta p, del radio del área cargada, conside-  
rándolo como la raíz cuadrada del área de contacto para una huella circular;-  
y el logaritmo de la repetición de cargas (capítulo IV). El espesor varía in-  
versamente con la raíz 5a. de la cohesión de la carpeta. También los datos de  
comportamiento en el campo han indicado que el espesor es una función lineal-  
de  $1 - (P_h/P_v)$ . Para evitar confusiones con los valores convencionales de sopor  
te, el valor de la resistencia se designó originalmente como:

$$R = \left( \frac{1 - P_h}{P_v} \right) 100 \quad (15.4)$$

Esta ecuación fue posteriormente modificada, ecuación 8.9. Sustituyendo todas  
las variables en una sola expresión, se obtiene la ecuación 15.5, para esta -  
expresión T varía en función de la expresión  $P_h/P_v = 0.10$ .

$$T = K \frac{P_v \bar{a} \text{ Log } r}{P_c} \left( \frac{P_h}{P_v} - 0.10 \right)$$

donde:

- T = Espesor de la carpeta.
- K = Constante de correlación (0.0175)
- P<sub>h</sub> = Presión horizontal transmitida.
- P<sub>v</sub> = Presión vertical aplicada (160 psi.)
- p = Presión efectiva de inflado.
- A = Area de contacto.
- r = Número de repeticiones de esfuerzos.
- c = Valor del cohesiómetro (aproximadamente igual al módulo de ruptura X -- 45.4).

Reagrupando la expresión anterior, se obtiene:

$$T = \frac{K'(TI)(90-R)}{\sqrt{c}}$$

donde:

- K' = 0.095; calculado para una carga por rueda de 5,000 lbs. una presión de-inflado de 70 psi e incluyendo un factor de correlación ligeramente mayor que 0.0175 para un factor de seguridad.
- TI = Índice de tránsito, originalmente el logaritmo del número de repeticiones, posteriormente calculado como se discutió en los párrafos anteriores.
- R = Valor de la resistencia, obtenido de la ecuación 8.9.
- c = Valor en el cohesiómetro.

Cálculo de la carga por rueda. Se emplea un método empírico para tal objeto, - tabla 4.8. Primero se realiza una estimación del número de vehículos provis - tos de varias combinaciones de cargas por eje. Esta estimación se completa con los datos de estudios de tránsito. El índice de tránsito se calcula por medio de la ecuación 15.7

$$TI = 1.35 EWL^{0.11}$$

La carga equivalente por rueda (EWL) es la suma acumulativa de los productos de las constantes mostradas en la tabla 4.8 y el número de cargas por eje de cada grupo.

Gráficas de proyecto. La figura 15.7 es una gráfica de proyecto que emplea la ecuación 15.6 y se usa de la manera siguiente: se entra a la gráfica en la es

de la izquierda con el valor apropiado de R, en seguida se localiza en la segunda escala el valor del índice de tránsito y se traza una línea por estos puntos hasta la escala central. A partir de este punto se dibuja otra línea hasta la escala de la derecha pasando por el valor del cohesiómetro. En la escala derecha se obtiene el espesor del pavimento.

Debe señalarse que una carga por rueda sencilla de 5,000 lbs. se usa para los cálculos. Las cargas por rueda equivalente se calculan para el tránsito en una dirección durante la vida del pavimento. La escala vertical en el centro de la figura 15.7 proporciona el equivalente de grava; esto es el espesor obtenido de la ecuación 15.6, usando un valor de 100 para el cohesiómetro y es el espesor de una base de material granular sin carpeta.

**VALORES DEL COHESIOMETRO.** Para la mayoría de los problemas el uso de valores promedio del cohesiómetro para la carpeta da resultados satisfactorios. En la tabla 6.1 aparecen valores típicos. Cuando se usa un pavimento de más de una capa, el valor equivalente del cohesiómetro se determina como sigue: el equivalente de grava para cada capa se determina por medio de la figura 15.7; la suma de los valores es posteriormente convertida a un valor equivalente del cohesiómetro. Por ejemplo se supone que un pavimento consiste de 3" de carpeta asfáltica la cual tiene un valor del cohesiómetro de 400, y una base de suelo-cemento de 6" con un valor de 750. Uniendo el punto de 3" en la escala I con el valor del cohesiómetro de 400 en la escala H, el equivalente de grava para la carpeta asfáltica resulta de 4". Análogamente, el equivalente de grava para la base es de 9.5". La suma de los equivalentes de grava es  $9.5 + 4 = 13.5$ ". Una línea que una este punto en la escala G con el espesor real en la escala I da un valor de 600 para el valor equivalente del cohesiómetro.

**PRESIONES DE EXUDACION.** Después de que los materiales para subrasante o base son compactados, se prueban para presiones de exudación. Esto se realiza aplicando una carga a la muestra con una velocidad de 2,000 lbs. por minuto hasta que el agua se ve obligada a salir de la muestra. La presión a la que esto ocurre se denomina presión de exudación.

**PRESIONES DE EXPANSION.** Se realizan pruebas con el objeto de determinar las presiones de expansión que se desarrollan en la subrasante cuando se compactan a diferentes contenidos de agua. Se calcula el espesor del pavimento requerido

para resistir tal presión. Los espesores clasificados en base con el estabilómetro son también calculados con el mismo contenido de agua de compactación. Estos datos junto con los requisitos necesarios por expansión, son usados para determinar el espesor del pavimento.

EJEMPLO ILUSTRATIVO. Supónganse los siguientes datos:

Suponiendo un incremento de 50% para 10 años:

$$10(1862000) \left( \frac{1.0 + 1.5}{2} \right) = 23.3 \times 10^6$$

El índice de tránsito es:

$$TI = 1.35(23300000)^{0.11} = 8.71$$

Se supone una carpeta de 4" de espesor con un valor de 400 para el cohesiómetro y una base de suelo cemento de 9" de espesor y un valor del cohesiómetro de 750. Para esto el valor equivalente del cohesiómetro es de 600; con este valor y también calculando el espesor requerido para equilibrar las presiones de expansión dividiendo estas presiones entre 0.0754 (para 130 lbs. por pie cúbico), se obtienen los siguientes datos:

<u>Humedad</u>	<u>Espesor requerido por estabilidad</u>	<u>Espesor requerido por expansión.</u>
12	13.9	10.6
11	9.5	19.8
10	7.0	26.6

Graficando estos datos en la figura 15.8 puede verse que 12.5" de espesor se requieren. Puede ser necesario en algunos problemas suponer varios espesores de carpeta y base con anterioridad porque el espesor requerido es el mismo de los valores supuestos cuando se calculan los valores del cohesiómetro equivalentes.

Se supone que las presiones de exudación para la subrasante son 340, 450 y -- 550 psi. respectivamente. De acuerdo con el método de California, el proyecto se basa en un valor R para 12.5" (úsense 13"), o el de una presión de exudación de 400 psi, escogiendo aquella que sea la mayor. La decisión se basa en las curvas mostradas en la figura 15.8 en las que la presión de exudación se grafican en función del espesor calculado por el estabilómetro. El espesor co

respondiente a 400 psi., es posteriormente determinado y empleado para encontrar el valor de R requerido.

El procedimiento de proyecto fue propuesto por Hveen y Carmany y demuestra muchos de los principios de proyecto, en los que se toma en cuenta la repetición de las cargas, la cohesión de la carpeta, la resistencia de la subrasante, la carga aplicada y el radio de la huella de la llanta. Después de introducir todas las variables en una sola expresión, es necesario solamente calcular la constante K de correlación. El procedimiento puede extrapolarse para cualquier sección en el campo empleando el apropiado coeficiente de correlación.

Es dudoso si el valor de K adaptado por el Estado de California puede ser aplicable por ejemplo a una región sujeta a heladas severas. Análogamente, condiciones de lluvia intensa influyen grandemente en la constante de correlación. Sin embargo, ya que los factores básicos que afectan al espesor de pavimento están presentes en la ecuación de proyecto, la técnica presenta un método de extrapolación tomando en cuenta las cargas por rueda y la repetición de las mismas.

El concepto de carga por rueda equivalente ha sido adoptado por muchos Estados, y puede emplearse en otros procedimientos de proyecto tales como el método de CBR, el del índice de grupo, etc. Para ello se supone que los esfuerzos varían con el logaritmo del número de repeticiones de la carga; de esta manera cuando se manejan números altos de repeticiones de carga, pequeñas diferencias numéricas en los conteos de tránsito, no producen variaciones importantes en el índice de tránsito. Es suficientemente aproximado en algunos casos hacer una estimación del número de cargas por eje sin recurrir al peso de los camiones y a estaciones de aforo.

#### METODO DE McLEOD.

Este método está basado en la ecuación 14.3; fue discutido detalladamente en el capítulo 14, por lo tanto solamente algunas de las condiciones más importantes de proyecto aplicables al proyecto de carreteras se presentarán en este párrafo. Los procedimientos básicos de proyecto son idénticos que los correspondientes para aeropuertos. En la figura 15.9 (b) se muestran las curvas de proyecto sugeridas por McLeod, y están basadas en un valor soporte de la -

subrasante para una placa de 12" de diámetro, una deformación de 0.2" y 10 repeticiones de carga.

Tránsito variable. Los datos mostrados en la figura 15.9 corresponden a la capacidad de proyecto, ésta se considera de 1'000,000 de cubrimientos de la carga de proyecto o su equivalente en un lapso de 25 años. Se supone también que un cubrimiento puede ser resistido por el 25% del espesor necesario para la capacidad de proyecto. Los datos de tránsito se usan de una manera similar a la descrita en el capítulo 4, véase la figura 4.2.

#### METODO DE PROYECTO DE C.B.R.

Los procedimientos para el proyecto de pavimentos para carreteras por medio de la prueba de CBR son esencialmente los mismos que han sido adoptados por aeropistas. Generalmente las curvas de proyecto varían considerablemente de un Estado a otro, ya que algunos Estados toman en cuenta el tránsito, clima, heladas, etc., y otros no.

La mayor parte de las curvas de proyecto CBR están basadas en las que fueron propuestas originalmente por O. J. Porter. La figura 15.10 presenta un conjunto de curvas recomendadas por el Cuerpo de Ingenieros para el Proyecto de Pavimentos para Carreteras. Las curvas para cargas por rueda de 6,000 y 9,000 lbs. corresponden a las curvas - y - del método original (véanse figura 14.13) El espesor apropiado del pavimento requerido sobre un material cuyo CBR está determinado, se calcula por medio de tales gráficas. En la figura 15.10 no se distingue entre las cargas por ruedas sencillas y dobles, sin embargo, debe suponerse que cargas superiores a las 9,000 lbs. corresponden a ruedas dobles.

Curvas de Proyecto de Kentucky. Estas curvas se presentan en la figura 15.11, y están basadas en el cálculo de la carga por rueda equivalente. No se hace distinción entre las cargas totales por rueda, pero éstas se combinan en la figura con las repeticiones de las mismas. El número equivalente de cargas -- por rueda de 5,000 lbs. se determina para cada carga por rueda empleando los factores de la tabla 4.7. Los cálculos son relativamente sencillos, por ejemplo, si un grupo determinado de cargas por rueda se encuentra entre 6,500 y 7,500 lbs. el promedio es de 7,000 lbs. por rueda; suponiendo que los afros de tránsito indican que se producen 10,000 repeticiones de la carga de 7,000-lbs. por rueda, el número de repeticiones equivalente de una carga de 5,000 -

153

lbs. por rueda es  $4(10,000) = 40,000$  repeticiones. Después de que las repeticiones equivalentes se han calculado, se elige la curva de proyecto adecuado en la tabla de la figura 15.11.

#### METODO DE WYOMING.

Los ingenieros de este Estado han adoptado un método que es una modificación del CBR. Se toman en cuenta la precipitación anual, profundidad del nivel de aguas freáticas, efecto de las heladas, condiciones locales y el tránsito. Cada uno de estos factores es cuantificado en la tabla 15.4, y la suma de los valores correspondientes indica la curva que debe emplearse. Para el Estado la precipitación anual varía de 5 a 50 pulgadas por año; el nivel de aguas freáticas se considera a partir del nivel de la rasante; para el efecto de las heladas debe seguirse un criterio cualitativo a partir de la observación de carreteras existentes cuyas condiciones sean similares a las del proyecto. Si se observan únicamente pequeñas expansiones, se considera un efecto ligero de las heladas, una expansión de hasta 2 pulgadas corresponde a un efecto mediano, y mayor de 2 pulgadas al efecto intenso. Las condiciones locales involucran aspectos tales como el drenaje superficial, subdrenaje, nevadas y otros que puedan afectar al proyecto. El tránsito se determina mediante el criterio de carga por rueda equivalente y solamente se emplean para el cálculo cargas por rueda iguales o mayores que A500 lbs. En la figura 15.12 se muestran las curvas de proyecto y su manejo es semejante al de las curvas CBR. Se supone que la subrasante será compactada a un 95% de la prueba AASHO estándar como mínimo. Este método es una forma racionalizada del empleo del CBR para el proyecto de pavimentos flexibles, ya que se toman en cuenta factores tales como régimen pluviométrico, heladas, nivel de aguas freáticas y tránsito, además de cuantificar las características de la subrasante mediante la prueba de CBR. Aunque el método puede emplearse para cualquier sitio, es necesario valorar los factores de proyecto locales.

#### METODO DEL INDICE DE GRUPO.

En la discusión de un artículo sobre clasificación de suelos elaborado por el Highway Research Board, Steele propuso especificaciones para espesores de pavimentos basadas en el índice de grupo; en la figura 15.13 se muestra la correlación de tal estudio.

El índice de grupo se determina para cada suelo y por medio de la figura se -

determina el espesor de proyecto. El método ha sido adoptado por varios Estados, principalmente por su sencillez; en la figura 15.14 se presentan las curvas propuestas por el Estado de Missouri. En el Estado de Alabama también se usan los datos de la figura 15.13, además de los datos de proyecto de CBR que son obtenidos simultáneamente.

Las imitaciones de este método saltan a la vista, ya que no toman en cuenta factores tales como la humedad y el peso volumétrico; se supone que los suelos cuyo número de índice de grupo es idéntico ofrecen igual resistencia después de la compactación en el campo, por lo tanto es básico que se sigan rigidamente las especificaciones de compactación y construcción. Los suelos cuyos símbolos de identificación sean iguales tienen un amplio rango de variación, de manera que puede obtenerse en algunos casos un pavimento sobrado y en otros escaso. Aún más, las pruebas de clasificación como los límites de Atterberg, son fuertemente afectadas por los procedimientos de ensaye, por lo que se hace necesario emplear técnicas estandarizadas.

#### PROYECTO POR CLASIFICACION PEDOLOGICA (MICHIGAN).

En el Estado de Michigan el método de proyecto gira en torno a grupos de suelos elaborados por un procedimiento de clasificación pedológica. Los suelos en aquel Estado son transportados, glaciales, morrenas, etc.; encontrándose grandes zonas de arena y grava. Ha sido posible elaborar mapas de varios grupos de suelos y predecir, con algunas limitaciones, el comportamiento del pavimento construido sobre cada tipo de suelo. Los datos de CBR, representativos durante el deshielo de primavera, se determinan y se asigna a cada grupo de suelo un espesor de proyecto. En ese Estado las condiciones climáticas hacen que el efecto de las heladas sea el problema principal en algunas zonas, por lo que los valores de proyecto para la época de deshielo son los que rigen. El método es un resultado de la observación del comportamiento de carreteras en varios tipos de suelos. Los mapas de suelos contienen el nombre del suelo natural y las condiciones de drenaje. Los estudios de campo consisten en levantar una faja de 200 pies de ancho aproximadamente y anotar todas las clases de suelo que en ella se encuentran.

#### METODO DE NORTH CAROLINA.

Está basado en datos de una prueba de placa efectuada en el laboratorio. Se compactan muestras de material de subrasante en una caja de 42 pulgadas de an

cho, 30 pulgadas de profundidad y 14 pies de largo, empleando compactadores neumáticos. En seguida se aplican cargos con placas circulares cuyos diámetros son 6 2/3, 8, 10 y 13 1/3 pulgadas. Las presiones de soporte obtenidas se igualan con los esfuerzos calculados en pavimentos prototipo para la carga de proyecto; en la figura 15.15 se muestran las curvas de proyecto empleadas.

#### CONO DE NORTH DAKOTA.

El valor del soporte del cono se determina para la subrasante y mediante la figura 15.16 se determina el espesor del pavimento. El cono empleado tiene 4 pulgadas de longitud, y el diámetro superior es de 1.15 pulgadas. De acuerdo con el método se requieren sub-bases siempre que el valor del cono sea menor que 400 psi.

#### CURVAS DEL INSTITUTO DEL ASFALTO.

Se muestran en la figura 15.17 y en ellas puede notarse que el espesor del pavimento depende de la clasificación del tránsito. El tránsito ligero está formado por un máximo de 5 camiones comerciales y autobuses y 25 automóviles y camiones ligeros por carril, por día; para tránsito medio son 25 y 500 respectivamente; el tránsito pesado consiste de 250 camiones y un número limitado de vehículos ligeros y finalmente, el tránsito muy pesado considera un número ilimitado de vehículos de dichas clasificaciones.

Con el valor apropiado de la prueba se entra como abscisa superior de la gráfica 15.17, y se obtiene el espesor de proyecto como se ilustra en la misma figura para el caso de 1,800 lbs. por eje y tránsito medio.

#### HELADAS.

El efecto de las heladas es considerado por varias autoridades para el proyecto de pavimentos para carreteras y en la mayoría de los casos los conceptos de proyecto empleados requieren una protección total contra tal efecto. En la figura 15.16 se muestran las especificaciones para reducción de espesores elaboradas por el Cuerpo de Ingenieros. El proyecto realizado tomando en consideración el efecto contra las heladas involucra conceptos semejantes para carreteras y aeropistas. La profundidad estimada de la acción de las heladas puede obtenerse usando índices de correlación apropiados; si existe la posibilidad de una gran expansión por heladas, debe proyectarse el pavimento

protegido totalmente contra tal acción, pero si se tolera cierto valor de expansión, como en el caso de carreteras secundarias, desde el punto de vista económico se acepta el proyecto con una resistencia reducida, lo que muestra la figura 15.18.

Análogamente al proyecto de aeropistas, los materiales para base dentro de la zona helada, no deben ser susceptibles a ella, por lo que deben eliminarse totalmente lentes aislados de material que no cumpla con tal condición. Mediante ajustes en la rasante y selección apropiada de los materiales, puede reducirse, si no eliminarse, el efecto de las heladas de carreteras, principalmente aquellas de primera categoría. En regiones donde la carretera cruce por terraplenes elevados no se justifica la protección total contra la acción de las heladas, y en secciones en corte como por ejemplo, en roca, tal efecto debe evitarse eligiendo para la subrasante materiales no susceptibles a las heladas.

COMPARACION DE LOS METODOS DE PROYECTO.

Entre un Estado y otro se observan variaciones considerables entre los métodos de proyecto empleados, ya que generalmente se toman en consideración características locales; en este párrafo se pretende discutir la aplicabilidad de los métodos de proyecto antes anotados.

En la figura 15.19 se muestran en un mapa de los Estados Unidos los métodos de proyecto aceptados por cada Estado. El método de Hveem ha sido adoptado por varios Estados del Oeste, el de CBR es usado principalmente en la región central, y parte de la costa oriental; en el resto se emplean el método del Índice de Grupo y la experiencia. Conviene subrayar que los Estados del Noroeste, fuertemente afectados por las heladas, basan su proyecto en la experiencia; el Estado de Michigan emplea una combinación de la clasificación pedológica y la resistencia estimada del suelo durante el período de deshielo de primavera. Es significativo que cada Estado reconoce el efecto del tipo de subrasante y muchos incluyen también el efecto del clima. De acuerdo con una encuesta realizada por el Comité sobre Proyecto de Pavimentos Flexibles del Highway Research Board, todos los Estados excepto uno realizan generalmente alguna clasificación de suelos basada en algún método estándar, siendo el más empleado el del Highway Research Board, empleando algunos Estados el sistema clasificado y datos pedológicos y geológicos, como en el Estado de Michigan -

en que se usa una clasificación pedológica y en los Estados de Kansas, Nueva York y Ohio, en los que se realizan investigaciones geológicas. Las pruebas-estandarizadas de límites de consistencia son practicadas por 38 Estados; en 30 se efectúa algún tipo de prueba para determinar la resistencia del suelo; en 46 Estados se involucra el efecto del tránsito, considerando algunas cargas por ruedas y otras cargas por rueda equivalente y el clima o sus efectos son considerados por 35 Estados.

Chastain y Burke realizaron un estudio sobre los métodos de proyecto seguidos por varios Estados, en relación con el tramo de prueba de Ottawa, Illinois; y en relación con el tramo WASHO en Idaho se realizó otro estudio similar por el comité sobre Proyecto de Pavimentos Flexibles del HRC. Tales estudios indicaron las notables variaciones existentes entre los métodos adoptados para cada uno de los Estados, así como en el tipo y calidad de los materiales empleados. Para condiciones idénticas de cargas por rueda y de suelos el espesor del pavimento puede variar en varios cientos por ciento.

Correlaciones entre los Procedimientos de Proyecto. En relación con el estudio realizado en el tramo WASHO, se analizaron las especificaciones sobre espesores para determinadas condiciones de carga y de subrasante; en la tabla 15.7 se resume tal análisis. Se solicitó a Ingenieros de varios Estados el espesor requerido de pavimento suponiendo que el tramo de prueba se encontraba en su Estado; el espesor promedio de carpeta fue de 2.5 pulgadas para todo tipo de cargas, y el espesor total promedio no varió de manera significativa con respecto al espesor requerido de acuerdo con las pruebas WASHO.

Considerando que los espesores varían considerablemente, se realizó un estudio al respecto para investigar tal razón. En la figura 15.20 se presenta un conjunto de curvas OBR para cargas por rueda de 9,000 lbs., con objeto de mostrar objetivamente la variación de uno a otro Estado. En la tabla 15.8 se resumen los datos reportados por varios Estados acerca de las pruebas efectuadas en muestras de subrasantes, sub-bases y bases; en ella se obtiene una razón para tal variación en las curvas de proyecto. Por ejemplo, en cuanto al CBR de la subrasante, el valor mínimo es de 20%, el máximo de 10%, y el promedio de 6.7%. Una razón para la variación entre los valores de prueba reside en parte de la técnica seguida para el ensaye, por ejemplo, se obtendrán diferentes valores si la muestra es preparada estática o dinámicamente. Esto sin embargo, no debe

interpretarse como un método incorrecto, y el ejemplo sirve para demostrar que en cuanto al espesor del pavimento determinado por correlación está automáticamente tomado en cuenta el procedimiento de prueba, por lo que puede usarse con éxito cualquier curva de proyecto si se emplean los procedimientos de prueba indicados. Otra razón por la que existen diferencias es probablemente la definición de falla del pavimento; en cualquier análisis de proyecto el criterio para definir el estado de falla depende en gran parte del juicio de quien lo emite y establece los procedimientos de proyecto.

RESUMEN.

La finalidad de una carretera es permitir el tránsito bajo cualquier condición climática, de tal manera que se pueda viajar cómodamente; aquellos defectos en la carretera que afecten insensiblemente tal comodidad, son despreciados. En el capítulo que corresponde se discute el aspecto de fallas, defectos y demérito de los pavimentos rígidos y flexibles, y deberá estudiarse con detenimiento para formar un juicio sobre su importancia, lo cual permitirá elegir el criterio que sea conveniente adoptar.

Para que el proyectista pueda generalizar las experiencias de una a otra condición de carga, es necesario que comprenda a fondo los efectos de ruedas dobles presión de inflado, repetición de cargas, condiciones de proximidad a las orillas y cargas estáticas o móviles. No se recomienda confiar totalmente en experiencias empíricas, porque representan condiciones estáticas, por lo cual solamente a través de tanteos podrán obtenerse nuevos conceptos y proyectos. Además se requiere mucho tiempo para poder realizar el proyecto de un pavimento en particular. Se hace necesario así, extrapolar las experiencias de un criterio de proyecto y ciertas condiciones de carga, a otro caso diferente. El ingeniero tiene que prever las condiciones de tránsito futuro y proyectar para ellas haciendo uso de todos los medios disponibles.

En fin, ya que el espesor del pavimento es influido fuertemente por la subrasante, debe presentarse especial cuidado al proyecto y control de ésta. Los conceptos relativos al proyecto de la subrasante fueron señalados en el capítulo correspondiente, y debe prestárseles especial atención. Se recomienda siempre que sea posible, compactar los materiales a modo de obtener los mayores pesos volumétricos y así, una resistencia adecuada; es conveniente además efectuar sondeos a lo largo de la línea, por lo menos hasta 10 ft. por debajo-

de la rasante para detectar la presencia de material inadecuado.

Se aconseja emplear bases granulares de la mejor calidad siempre y cuando sea esto posible, ya que solamente materiales de la mejor calidad podrán soportar los esfuerzos a que están sujetas las capas superiores del pavimento; muchos pavimentos han fallado por una mala compactación, la que origina baja estabilidad de la base. Análogamente, es importante el proyecto de mezclas asfálticas o de otro tipo, por ejemplo, en carreteras de primer orden es benéfico -- desde el punto de vista de la operación, la construcción de acotamientos estabilizados. La conservación adecuada de acotamientos y carpeta alargarán la vida del pavimento.

## CAPITULO X

### PAVIMENTOS RIGIDOS PARA AEROPISTAS.

La mayoría de las técnicas de proyecto de pavimentos rígidas para aeropistas están basadas en parte en esfuerzos teóricos de losas elásticas, modificadas por experiencias de campo y factores de seguridad apropiados. Los factores de seguridad aplicados dependen en gran parte del tipo de elemento. De acuerdo con los datos presentados en los capítulos 3 y 4, la magnitud de las fallas en los pavimentos rígidos para aeropistas dependen de la repetición de carga, configuración del tron de aterrizaje, carga bruta, presión de las llantas, y tipo de elemento (calle de rodaje, pista, etc.). Las cargas que transitan a baja velocidad causan mayores desperfectos que las cargas que se mueven a velocidades mayores, y así las calles de rodaje y las cabeceras de las pistas se proyectan para soportar cargas mayores o con una capacidad de carga mayor que el resto de los elementos que constituyen el aeropuerto.

De acuerdo con el análisis teórico, la magnitud de los esfuerzos de los pavimentos dependen también del módulo de reacción de la subrasante, el módulo de elasticidad del concreto y del módulo de Poisson del concreto.

Los pavimentos rígidos para aeropistas difieren de los pavimentos rígidos para carreteras en varios aspectos. El número de repeticiones de carga es considerablemente menor, aunque por otro lado las cargas brutas en las aeropistas son mucho mayores que en las carreteras; las juntas en los pavimentos para aeropistas están espaciadas de 10 a 25 pies, mientras que el espaciamiento de las juntas transversales en la carretera varía entre 15 y 100 pies. Es necesario siempre en el caso de carreteras proporcionar dispositivos para la transferencia de las cargas en las juntas transversales, sin embargo, esto no es necesario en las aeropistas excepto en algunos casos especiales. El fenómeno de bombeo es el problema principal en carreteras pero es de menor importancia en las aeropistas. En resumen, una parte principal de la carga se aplica a varios pies del borde del pavimento rígido en las carreteras, pero estas cargas se aplican principalmente en el centro de las losas de las aeropistas.

Otro factor que debe considerarse en el proyecto de los pavimentos rígidos en las aeropistas es la rugosidad que puede inducirse en las juntas y en las uniones estructurales, por ejemplo los aviones Jet dotados de tren de aterrizaje bicitelo, están sujetos a este fenómeno.

El proyecto de los pavimentos rígidos para aeropistas involucra varios pasos básicos análogos a los correspondientes en el proyecto de los pavimentos flexibles para aeropistas. Primero es necesario realizar un estudio de las condiciones del suelo en el lugar y determinar el módulo de reacción de la subrasante por medio de una prueba de placa. A continuación debe conocerse la carga por rueda de proyecto. Los aviones militares son generalmente especificados por la institución que proyecta el aeropuerto, y para aeropuertos civiles la carga de proyecto se obtiene de la tabla 1.2. Además deberá conocerse el módulo de ruptura de concreto.

#### DETERMINACION DEL MODULO DE REACCION DE LA SUBRASANTE.

La prueba de placa se detalla en el capítulo 8 y para realizarla generalmente se emplea una placa estándar de 30 pulgadas de diámetro, necesitándose además de una serie de placas de 24, 16 y 12 pulgadas de diámetro, aplicadas con el fin de reducir la flexión de la placa de 30 pulgadas de diámetro; la carga se aplica mediante un gato a la placa más pequeña. La deformación de la placa se determina mediante extensómetros colocados en la periferia de la placa inferior y deben ser 3 como mínimo. El promedio de las lecturas se emplea para determinación del valor de  $k$ . En caso de tener materiales con un valor de  $k$  elevado, pueden presentarse flexiones en la placa y debe realizarse la corrección indicada en la figura 8.3.

Para la determinación de  $k$  se usan cargas unitarias estándar de 10 psi. Los valores que son determinados en el campo deben corregirse por saturación como se indica en el capítulo que corresponde.

En algunos casos es necesario determinar  $k$  en pavimentos existentes, lo que -- presenta algunos problemas difíciles por lo que deberá realizarse únicamente en situaciones especiales. Para calcular  $k$  por medio de cargas en la superficie de pavimentos, es necesario cargar sobre el pavimento existente por lo tanto, por medio de los micrómetros, medir el volumen del material desplazado por la carga. El método puede dar resultados erróneos debido al alabeo de la losa de concreto. Si ésta no está en contacto directo con la subrasante, los volúmenes medidos basados en la determinación de las deformaciones no son ciertos. Un procedimiento mejor requiere la eliminación de una parte de la losa y efectuar la prueba de placa directamente sobre la subrasante descubierta.

MODULO DE RUPTURA.

Los esfuerzos permisibles en pavimentos rígidos se determinan en pruebas de ruptura de vigas, y el módulo de ruptura es tomado como esfuerzo en la fibra extrema bajo la carga de ruptura, y su valor se determina por medio de la ecuación:

$$S = \frac{Mc}{I} \quad (17)$$

su valor no es estrictamente correcto ya que solamente se aplica dentro del rango elástico del concreto. También los valores del módulo de ruptura varían con el tamaño de la viga y el método de aplicación de las cargas, por lo que debe procurarse seguir algún procedimiento estandarizado. Es común tomar el 110% del módulo de los 28 días en el cálculo del espesor.

Factores de seguridad. El factor de seguridad que debe aplicarse al módulo de ruptura varía con el tipo de elemento que se proyecta. Además el espesor obtenido en el análisis teórico depende de la condición de posición de la carga, ya sea en el interior o en el borde. La Portland Cement Association (6) ha publicado gráficas de proyecto basadas en la condición de carga en el interior y además suponiendo que la subrasante trabaja como un líquido denso. Las condiciones de carga en el interior suponen que las juntas interiores pueden transferir las cargas adecuadamente. Los factores de seguridad recomendados por la PCA son los siguientes:

- Plataformas, calles de rodaje, estacionamientos, cabeceras de las pistas y pisos en hangares! 1.7 a 2.0
- Porción central de las pistas 1.25 a 1.5

Los factores de seguridad bajos aplicados a las porciones centrales de las pistas son producto de las condiciones de carga no críticas, mismas que han sido discutidas previamente para este tipo de elemento.

Los métodos de proyecto establecidos por el Cuerpo de Ingenieros son para el caso de carga en la orilla.

(3). Este caso presenta una o dos desventajas respecto al caso anterior de carga en el interior, por ejemplo, éste toma en cuenta más aproximadamente el efecto de presiones altas de inflado en las llantas. En las gráficas de proyectos se toman en cuenta dos factores, el primero de 0.75 por el cual se pro

tende hacer el proyecto compatible con el obtenido para la condición de borde libre. Los resultados de estudios teóricos y de pruebas de tránsito en el campo han revelado que con los dispositivos convencionales de transmisión de cargas, el esfuerzo resultante crítico en el pavimento en una junta se aproxima bastante al 75% del esfuerzo bajo una junta libre para la misma carga, por lo tanto se ha estimado que el 25% de la carga se transmite a la losa adyacente. El otro factor de proyecto se emplea para compensar los efectos de la temperatura, esfuerzos del concreto y otras contingencias que pudieran surgir al aplicar el análisis teórico a los problemas reales de proyecto. Los dos factores se separan para construir nuevas gráficas para nuevas cargas por rueda.

El Departamento de la Marina (Navy) emplea la carga en el interior para el proyecto y emplea un único factor de seguridad de 1.75.

#### GRAFICAS DE PROYECTO.

El método para el cálculo de esfuerzos en pavimentos rígidos aparece en el capítulo correspondiente. El Departamento de la Marina, el Cuerpo de Ingenieros y la PCA emplean gráficas de proyecto basadas en esa teoría.

En los párrafos siguientes se discuten brevemente estos métodos. Debe entenderse que las gráficas de proyecto se modifican frecuentemente para estar al día con las últimas investigaciones. El lector debe acudir a los manuales de proyecto de cada institución, si desea una discusión completa de cada criterio (3, 4, 6, 7).

#### CARGAS INTERIORES.

Las figuras 17.1 - 17.3 muestran los datos de proyecto para el caso de carga interior. Las gráficas están hechas para ruedas sencillas, dobles y dobles en tandem y para varias presiones de inflado. El módulo de elasticidad del concreto se supone de 4,000,000 psi, y el módulo de Poisson del concreto de 0.15.

La escala vertical de la izquierda es el módulo de ruptura determinado en pruebas de ruptura, y antes de entrar a la gráfica debe aplicarse a este valor el factor de seguridad apropiado. También puede usarse la gráfica para determinar el esfuerzo que existe en un pavimento de características conocidas bajo varias cargas de ruedas.

Ejemplo ilustrativo. Determínese el espesor del pavimento requerido para una carga por ruedas dobles de 80,000 lbs. con una presión de inflado de 100 psi,-

un módulo de reacción de la subrasante de 200 psi y un módulo de ruptura de concreto de 650 psi con un factor de seguridad de 1.5.

El esfuerzo permisible de trabajo del concreto es  $650/1.5 = 433$  psi. El espesor requerido es 10.75 pulg.; el espesor de proyecto debe ser 11 pulg. Para un factor de seguridad de 2 el espesor requerido es de 13.25 pulg.

#### CUERPO DE INGENIEROS.

En las figuras 17.4 - 17.7 se presentan las curvas de proyecto del Cuerpo de Ingenieros, no se presentan completas pero existen para otras condiciones de carga (3, 4). El espesor del pavimento se obtiene de idéntica manera que la descrita en el párrafo anterior. El módulo de ruptura usado en la escala vertical de la izquierda, es el valor determinado por la prueba; el factor de seguridad está ya incluido en la gráfica.

Acción del hielo. Como en el caso de los pavimentos flexibles, uno o dos casos pueden controlar el proyecto: (1) proyecto para penetración limitada de las heladas, o (2) proyecto para pérdida de resistencia durante el período de deshielo (figura 17.8). El proyecto para penetración limitada se requiere en todas las subrasantes de tipo F4 o en todo tipo de suelos susceptibles a las heladas, en los que cambios frecuentes o repentinos en las condiciones del suelo, pueden ocasionar expansiones variables. La profundidad anticipada de la helada se calcula mediante los índices de helada de proyecto (figuras 14.23 a 14.26). En el caso de proyectar para penetración limitada, las 4 pulgadas inferiores de la base deben proyectarse como filtro para evitar la contaminación de la base por la subrasante.

El proyecto con reducción en resistencia de la subrasante se permite en suelos F1 y F3. Se realiza determinando un valor de k reducido (figura 17.8). El espesor de la base se hace numéricamente igual al espesor del pavimento de concreto, de manera que es necesario proyectar un pavimento de concreto para condiciones normales y suponer una base de espesor igual. Por la figura 17.8 se determina un valor de k reducido, el cual es usado para rediseñar el pavimento.

Existen algunas excepciones, como en el caso de los suelos F1, F2 y F3, en sitios donde el índice de heladas es menor que 1,000. Para este caso el espesor de la base no susceptible se reduce a 4 pulgadas, y toda ella se proyecta como un filtro. Otra excepción es el caso donde los suelos anteriores se presentan-

con uniformidad de condiciones, estando sujetos a bombeo y donde la profundidad de aguas freáticas máximas es mayor que 10 pies. La finalidad del filtro-bajo el pavimento es evitar la acción del bombeo de la subrasante durante el período de deshielo. El valor de  $k$  usado para una base de 4 pulgadas de espesor se obtiene de la figura 17.8.

Ejemplo ilustrativo. Proyéctese un pavimento de concreto para una área con -- tránsito tipo B, que debe soportar una carga de tren de aterrizaje triciclo - con ruedas dobles de 100.00 lbs. (las ruedas dobles están separadas 37.5 centro a centro). El área de contacto por rueda es de 267 pulgadas<sup>2</sup>. El módulo de ruptura es de 700 psi, la subrasante es una arcilla (F3), el valor de  $k$  corregido es de 200 psi, profundidad de aguas freáticas 5 pies y el índice de heladas es 1,700. Contenido de agua de la subrasante 15%, peso volumétrico de la base 135 pcf, y su contenido de agua es 5%. El proyecto del espesor es mostrado en la tabla 17.1. Puede verse que el proyecto normal (sin helada) es de 15 pulgadas de pavimento y 17 pulgadas de base. Para penetración limitada de heladas, el espesor de base y pavimento es de 65 pulgadas. La tabla 17.1 indica también el valor de proyecto si es de 500 los grados-días de proyecto. Para este caso, el valor  $k$  de proyecto es de 25 pci, dado un espesor requerido de pavimento 19 pulg. y 4 de base con características de filtro.

#### AGENCIA FEDERAL DE AVIACION.

El método consiste en clasificar los suelos, y posteriormente determinar las condiciones de helada y drenaje, análogamente al caso de pavimentos flexibles. Las curvas de proyecto de pavimentos rígidos se muestran en la figura 17.9, - con ellas se obtienen espesores para calles de rodaje y cabeceras de pistas; - el espesor de la parte interior de las pistas es de 80% del obtenido en las - curvas.

La clasificación de los suelos se basa en los resultados de las pruebas físicas (capítulo 7). En seguida se asignan las condiciones que existirán en el - aeropuerto. A semejanza de los pavimentos flexibles, no se considerarán heladas cuando la profundidad de penetración de las mismas sea menor que el espesor del pavimento; existirán condiciones severas cuando la profundidad anticipada de las heladas sea mayor que el espesor del pavimento. Sin embargo, para pavimentos rígidos es permisible reducir tal penetración en una cantidad igual a la mitad del peralte de la losa.

Un drenaje deficiente implica una medición cualitativa de las condiciones de drenaje en el sitio, y deberá considerarse tanto el drenaje superficial como el profundo. Un buen drenaje es el producto de buenas condiciones del drenaje superficial y el interno.

La tabla 17.2 muestra las clases de subrasante según la FAA. Las letras de la "a" a la "e" indican tipos de suelo, dependiendo de las condiciones de drenaje y heladas. Los mismos valores son empleados en la figura 17.9 para determinar el espesor requerido de pavimento. La curva superior de la figura muestra el espesor de capa de rodamiento requerida, y la inferior el espesor de sub-base requerida. La línea horizontal en el centro de la gráfica es para subrasantes tipo Ra. Debe reconocerse que esto se aplica a un suelo granular. Es notorio también que en la gráfica, el espesor de la capa de rodamiento es función únicamente de la carga por rueda sencilla. El espesor de la sub-base es función de la misma carga, del tipo de subrasante y de los factores climáticos.

Ya que este método de proyecto está basado en cargas por rueda sencilla, puede ser necesario convertir las cargas por ruedas en tandem o dobles, a cargas equivalentes por ruedas sencillas (figuras 3.17 y 3.18).

Ejemplo ilustrativo.. Determinése el pavimento requerido para una calle de rodaje que soportará una carga de 140,000 lbs. en un tren de aterrizaje de llantas gemelas en tandem, sobre una subrasante Re. En pruebas de placa se obtuvo  $R = 100$  pci. El espaciamiento de las ruedas gemelas es de 31.25 pulg. y el correspondiente a las ruedas en tandem es de 62.75 pulgadas. El área de contacto de cada rueda es de 267 pulgadas cuadradas. Puesto que el proyecto está basado en cargas por rueda sencilla, es necesario recurrir a un procedimiento de tanteo.

Se supone primero un espesor de 14 pulgadas de pavimentos: de la figura 3.18.

$$\frac{S}{l} = \frac{31.25}{55.31} = 0.565$$

$$\frac{ST}{l} = \frac{62.75}{55.31} = 1.13$$

$$\frac{A}{l^2} = \frac{1.068}{(55.31)^2} = 0.35$$

La carga por rueda equivalente es de  $140,000/2.15 = 65,000$  lbs.

De la figura 17.9 se requieren 12 pulgadas de pavimento para una carga de proyecto de 65,000 lbs. Repitiendo los pasos anteriores usando un radio de rigidez relativa para un pavimento de 12 pulgadas, se encuentra que la carga por rueda equivalente es de 60,000 lbs. Esta carga requiere 11.5 pulgadas de pavimento y el diseño será de 12 pulgadas. También de la figura 17.9 se requiere un espesor de 9 pulgadas de sub-base.

#### BASES.

Las bases granulares pueden ser usadas bajo un pavimento rígido por varias razones: drenaje, protección contra las heladas, control de contracción y expansión de la subrasante, plantilla de construcción, capacidad estructural y prevención del bombeo. De acuerdo con lo indicado en el capítulo III, generalmente es antieconómico elevar la capacidad de carga de la subrasante para usar -- fuertes espesores de base.

Desde el punto de vista de las heladas, la base dentro de la zona afectada no debe contener un máximo de 3% en peso de partículas menores que 0.02 mm. En algunos casos es más económico eliminar lentes aisladas de limo o algún otro material susceptible, que atenerse a una base de fuerte espesor en una área grande de pavimentada. Sin embargo es necesario hacer un estudio completo del suelo y del clima antes de hacer alguna decisión. Cada problema debe estudiarse en especial y tener la certeza que se ha tomado en cuenta la acción de las heladas.

En algunos casos puede ser necesario colocar una base para evitar el bombeo, -- el cual no es un problema de los aeropuertos generalmente, excepto cuando el pavimento está sujeto a sobrecargas. Los estudios de funcionamiento han indicado que el bombeo puede resultar de algunas condiciones de tránsito canalizado; para el control de bombeo puede emplearse las granulometrías A o C de la tabla 11.2.

Las bases aumentan la capacidad de carga de la subrasante, por lo que en el -- proyecto debe tomarse en cuenta el  $k$  de la subrasante. Las pruebas de placa se efectúan sobre la subrasante y sobre algún espesor abierto de la base. El incremento de la reacción de la subrasante relacionado con el incremento de espesor de la base puede determinarse por medio del análisis de Burmister (capítulo II). Las curvas inferiores de la figura 17.10 indican un método para estimar el valor de la reacción de la subrasante para varios espesores de base. --

Las últimas 3 curvas son las recomendadas para valores reducidos de  $k$  (acción de las heladas) por el cuerpo de ingenieros. Inmediatamente arriba se encuentran las recomendadas por la PCA. Las últimas curvas han sido obtenidas por el método de análisis de Burmister. Las dos curvas superiores y la media muestran los valores de las pruebas realizadas en dos tipos de materiales de base. Uno se compactó a un peso volumétrico seco mayor del 100% modificado AASHO, y el otro menor que el 95%. Puede verse que el incremento del valor de  $k$  depende del peso volumétrico de la base. Debe notarse también que, aun cuando el módulo de la subrasante aumenta apreciablemente con el espesor de base, la reducción en el espesor requerido de pavimento puede ser relativamente bajo.

Puesto que los valores de la reacción de la subrasante están corregidos por saturación, es necesario corregir los valores de campo obtenidos para base por medio de pruebas de saturación realizadas sobre la sola subrasante, por lo que el valor corregido de  $k$  para la base es el obtenido de la  $k$  de campo por la relación de deformaciones del suelo saturado y sin saturar.

#### ESPECIFICACIONES DE COMPACTACION.

La subrasante debe adaptarse para proporcionar una cimentación adecuada al pavimento o a la estructura base y pavimento, por lo que deben tomarse las medidas pertinentes para una compactación adecuada. Generalmente, para el caso de aeropistas no se exigen altos pesos volumétricos, pero sí deben cumplirse ciertos requisitos mínimos. El Cuerpo de Ingenieros establece que las 6 pulgadas superiores de la subrasante en corte y terraplén deben compactarse a un 90% de la prueba AASHO modificada, excepto en el caso de arenas no cohesivas y gravas arenas. Para arenas no cohesivas y gravas, las 6 pulgadas superiores del terraplén deberán compactarse al 100% AASHO modificada y el resto del terraplén a 95%; en el caso de secreciones en corte, las mismas 6 pulgadas se compactarán al 100% AASHO, modificada, y para un espesor de 1.5 pies debajo de ellas deberán compactarse a 95%. Las bases con espesores menores que 10 pulgadas se compactarán al 95% de la misma prueba, y para mayores espesores, las 6 pulgadas superiores se compactarán al 100% y el resto al 95% de la prueba ya mencionada.

La Navy y la FAA exigen 95% de compactación para la subrasante, para cargas pesadas respecto a la AASHO modificada y a la estándar para cargas ligeras.

ESPECIFICACIONES PARA JUNTAS Y ACERO DE REFUERZO.

Para aeropistas se usan varios tipos estándar de juntas; las longitudes de construcción son machihembradas o a tope con pasajuntas lisos para transmitir las cargas. La construcción de pavimentos de concreto en áreas relativamente anchas, se lleva a cabo colando carriles alternativamente, empleando también juntas machihembras. Para este caso se emplean moldes de metal o madera con la forma indicada; moldes que posteriormente se retiran, dejando ranuras a los lados del carril colado, de manera que al colar el carril adyacente el concreto penetra en esa ranura. Las juntas transversales son generalmente del tipo de junta falsa, prefabricada o aserrada; por regla general, el espaciamiento de las juntas transversales es mayor que el correspondiente a las longitudinales, aunque en algunos casos se usan losas cuadradas. Puesto que se restringe el movimiento de las losas, no es necesario en la mayoría de los casos dotarlas de elementos de transmisión de cargas, aunque pueden usarse pasajuntas lisas (tabla 17.3).

Las juntas transversales de construcción se emplean en los sitios correspondientes a fin del turno de colado y son generalmente del tipo a tope con elementos de transmisión de carga. Las juntas de expansión pueden ser de borde engrosado sin dispositivo de transmisión de cargas, o bien de sección constante con pasajuntas lisos. Generalmente estas juntas se construyen donde quiera que el pavimento rodée alguna otra estructura y en las intersecciones de pistas y calles de rodaje.

Espaciamientos de las juntas transversales. En la tabla 17.4 se muestran espaciamientos típicos. La FAA recomienda espaciamientos entre 20 y 75 pies con juntas articuladas; además, recomienda que las juntas de expansión estén separadas como máximo 1,500 pies. El Cuerpo de Ingenieros sostiene un criterio basado en el peralte de las losas. La PCA se basa para sus recomendaciones en el tipo de agregado del concreto, y varía entre 25 pies para granito triturado y 15 para escoria.

La elección de tipo de espaciamiento depende de un cierto número de factores, entre los cuales se encuentran tipo de concreto, espesor de losa, ancho del carril colado, etc. El espaciamiento de las juntas transversales debe ser, por regla general, algo mayor que el longitudinal. En algunos casos puede ser nece

sario colocar juntas articuladas longitudinales si el carril pavimentado tiene un ancho de 24 ó 25 pies.

Pasajuntas lisas. La necesidad de un pasajunta liso depende de la carga de proyecto. Las varillas lisas empleadas tienen un diámetro de 3/4 a 3 pulgadas, y su espaciamiento varía de 12" a 18" (tabla 17.5). Los pasajuntas corrugados se requieren en todos los carriles extremos de losas delgadas para evitar movimientos. Los pasajuntas lisos se usan para condiciones de tránsito pesado.

Planta de las juntas. La elección de la planta y espaciamiento de las juntas depende de muchos factores incluyendo el equipo de pavimentación disponible, condiciones del clima, tipo de materiales, etc. Las intersecciones de dos zonas pavimentadas deben gozar de especial atención. Una intersección típica de una calle de rodaje y una pista se muestra en la figura 17.11, con la planta de las juntas. El espaciamiento y la planta pueden modificarse en algunos casos para permitir ajustar las losas irregulares que aparezcan. Las escuinas en ángulos agudos deben evitarse, y como regla general las juntas deben tender a ser perpendiculares al borde libre de la losa, para evitar concentraciones de esfuerzos.

La construcción de los pavimentos rígidos en las intersecciones requiere de una extraordinaria mano de obra para ajustar los carriles pavimentados, por lo que la planta de juntas debe ser tan sencilla como sea posible. La figura 17.11 muestra un ejemplo típico, pero puede tener varias soluciones posibles, debiendo analizarse cuidadosamente cada una de ellas, a fin de elegir la mejor. En calles de rodaje y plataformas debe considerarse la trayectoria de las aeronaves evitando colocarlas bajo una posible posición o trayectoria de las ruedas.

#### RESUMEN.

El proyecto de los pavimentos rígidos está basado en su mayor parte, en el análisis teórico de Westergaard, aunque la FAA se basa en una clasificación del suelo. En este último método, el diseño del pavimento depende de la carga bruta, mientras el espesor de la sub-base depende de las condiciones del clima y de la subrasante además. Los procedimientos recomendados por el Cuerpo de Ingenieros Navy y PCA, se basan en un análisis teórico modificado con factores de seguridad apropiados. Este método aborda una variedad de condiciones, y hace posible la construcción de curvas de proyecto para todos los tipos posibles de

trenes de aterrizaje y cargas. El Cuerpo de Ingenieros toma en cuenta el efecto de las heladas y permite el proyecto con resistencias reducidas durante el periodo de deshielo.

La planta y proyecto de juntas no son muy diferentes en cada criterio, y en todos se toma en cuenta la transmisión de cargas en las áreas de tránsito pesado.

Aunque en algunos casos el espesor del pavimento rígido no depende fuertemente del valor de  $k$  en la subrasante, debe asegurarse un apoyo apropiado para el pavimento. Las bases, en el caso de aeropistas, se requieren por varias razones, tales como protección contra las heladas, drenaje y control de los cambios de volumen de los suelos poco estables, pero generalmente no se justifican desde el punto de vista de incrementar la capacidad estructural.