

UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERÍA

FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL



**MÓDULO DE RESILIENCIA EN SUELOS
FINOS Y MATERIALES GRANULARES**

INFORME DE SUFICIENCIA

Para Optar el Título Profesional de:

INGENIERO CIVIL

Edgar Flores Azañero

**LIMA - PERÚ
2005**

DEDICATORIA:

A mis padres por su apoyo en todo momento, a mis amigos de estudio y de la universidad.

AGRADECIMIENTO

Al Dr. Abel Ordoñez, también a
Rene Ch. por su colaboración en la
elaboración de este informe.

Muchas gracias.

OBJETIVO.

En este trabajo, se trata de resaltar las metodologías actuales para el diseño de pavimentos, considerando que la propiedad fundamental que caracteriza los materiales constitutivos de la sección de una carretera o aeropista es el parámetro denominado Módulo de Resiliencia.

Tales son los casos del método AASHTO (American Association of State Highway and Transportation Officials) que es usado desde 1986 y el PROTOCOL P-46 de la LTPP (Long – Term Pavement Performance). Los que se emplean en la practica para determinar en Módulo de Resiliencia.

Es por ello que el especialista encargado del diseño, construcción y conservación de tales estructuras (pavimentos), debe tener conocimiento básico de que el parámetro Módulo de Resiliencia en el diseño de pavimentos.



RESUMEN

El presente informe de suficiencia, titulado Módulo de Resiliencia en Suelos Finos y Materiales Granulares tiene el propósito de estudiar el comportamiento del Módulo de Resiliencia en los materiales que conforman los pavimentos flexibles como uno de los parámetros del diseño del método empírico – mecanístico .

En el capítulo I se analiza la influencia de las cargas cíclicas sobre un pavimento, los esfuerzos que se generan en la subrasante debido al movimiento de una rueda móvil cargada, también las deformaciones que se generan debido a cargas móviles. Se analiza la influencia que tiene un vehículo en su tiempo de aplicación de carga y por último el mecanismo de deformación.

En el capítulo II se desarrolla como se ha ido modificando el diseño de los pavimentos según los avances de los investigadores, que para un primer diseño de pavimentos se utilizaron cargas estáticas como por ejemplo el CBR (Stanton y Potter 1929), y luego se utilizaron cargas repetidas (Seed McNeill Chan 1958). También se conocerá los principios del Módulo de Resiliencia como su teoría, como este factor tiene relación con aplicación de los esfuerzos producidos que se generan al aplicar una carga móvil. También se desarrolla los procedimientos de ensayos para determinar el Módulo de Resiliencia y otros parámetros elásticos. Se menciona también los modelos de respuesta según las características del material granulares y suelos finos.

En el capítulo III desarrolla los factores que afectan el ensayo del Módulo de Resiliencia en los suelos finos como son el número de aplicaciones del esfuerzo desviador , la magnitud del esfuerzo desviador, el método de compactación , el grado de compactación , contenido de humedad y el fenómeno de tixotropía.

En el capítulo IV se explica los factores que afectan el ensayo del Módulo de Resiliencia en Materiales Granulares como son el tipo de material, tamaño del espécimen, tipo de compactación, peso específico y granulometría. También se analiza como afecta el contenido de humedad en los materiales granulares.

En el capítulo V se desarrolla la utilización de Módulo de Resiliencia, la utilización del Módulo como parámetro de diseño para pavimentos flexibles en la guía AASHTO 1993. También se explica la influencia del Módulo de Resiliencia en el tramo de prueba AASHTO, también se el desarrolla el método mecanístico y las relaciones constitutivas para Suelos Finos y Materiales Granulares utilizados en los métodos del diseño mecanístico.

INDICE

	PAG.
INTRODUCCIÓN	(6)
CAPITULO I : CARACTERISTICAS EN EL DISEÑO DE PAVIMENTOS	(7)
1.1 NATURALEZA CICLICA DE LAS CARGAS QUE ACTUAN EN UN PAVIMENTO.	(7)
1.2 MEDICIONES DE ESFUERZOS Y DEFORMACIONES EN CASOS REALES.	(9)
1.3 INFLUENCIA DE LA VELOCIDAD DEL VEHICULO EN EL TIEMPO DE APLICACIÓN DE CARGA.	(13)
1.4 MECANISMO DE DEFORMACION DE UN MATERIAL SUJETO A CARGA CICLICA.	(16)
CAPITULO II : MODULO DE RESILIENCIA.	(18)
2.1 RESEÑA HISTORICA.	(18)
2.2 PRINCIPIOS DEL MODULO DE RESILIENCIA.	(21)
2.3 TEORIA DEL MODULO DE RESILIENCIA.	(24)
2.4 PROCEDIMIENTO DE ENSAYO.	(28)
2.4.1 CELDA TRIAXIAL.	(28)
2.4.2 APARATO DE CORTE SIMPLE.	(30)
2.4.3 COLUMNA RESONANCIA / APARATO DE TORSION.	(33)
2.4.4 CILIDRO HUECO.	(36)
2.5 MODELOS DE RESPUESTA RESILIENTE SEGÚN LAS CARACTERISTICAS DEL MATERIAL.	(39)
2.5.1 MATERIALES GRANULARES.	(39)
2.5.1.1 MODELO K - θ .	(39)
2.5.1.2 LOS MODELOS DE LOS MÓDULOS DE CORTE DE VOLUMEN.	(47)
2.5.1.3 EL MODELO DE CONTORNO.	(48)
2.5.1.4 EL MODELO UZAN.	(52)
2.5.1.5 EL MODELO MODIFICADO K-G.	(54)
2.5.1.6 EL MODELO THOM.	(56)

2.5.1.7	EL MODELO OCTAÉDRICO DEL ESFUERZO DE CORTE.	(57)
2.5.1.8	EL MODELO ITANI.	(57)
2.5.1.9	EL MODELO CROCKFORD ET AL.	(58)
2.5.1.10	EL MODELO UTEP.	(59)
2.5.1.11	EL MODELO ELHANNANI.	(60)
2.5.1.12	EL MODELO UT-AUSTIN	(60)
2.5.1.13	LAS TÉCNICAS ALTERNATIVAS.	(61)
2.5.2	SUELOS DE SUBRASANTE.	(65)
2.5.2.1	LAS RELACIONES EMPÍRICAS.	(65)
2.5.2.2	LA APROXIMACIÓN BILINEAL (EL MODELO ARITMÉTICO).	(66)
2.5.2.3	EL MODELO HIPERBÓLICO.	(70)
2.5.2.4	LOS MODELOS DE BROWN Y LOACH.	(72)
2.5.3	RESPUESTA DINAMICA DE LOS SUELOS.	(73)
2.5.3.1	UMBRAL DEFORMACION DE CORTE VOLUMETRICO.	(76)
2.5.3.2	EL MODELO PREDICTIVO DE LOS SUELOS FINOS.	(83)

CAPITULO III	FACTORES QUE AFECTAN EL ENSAYO DEL MODULO RESILENCIA EN SUELOS FINOS.	(87)
3.1	NUMERO DE APLICACIONES DEL ESFUERZO DESVIADOR.	(87)
3.2	MAGNITUD DEL ESFUERZO DESVIADOR.	(88)
3.3	METODO DE COMPACTACION.	(89)
3.4	GRADO DE COMPACTACION Y CONTENIDO DE HUMEDAD.	(91)
3.5	TIXOTROPIA.	(93)

CAPITULO IV	:	FACTORES QUE AFECTAN EL ENSAYO DEL MODULO RESILENCIA EN MATERIALES GRANULARES.	(96)
4.1		TIPO DE MATERIAL.	(96)
4.2		TAMAÑO DEL ESPECIMEN, TIPO DE COMPACTACION, PESO ESPECÍFICO Y GRANULOMETRIA.	(99)
4.3		MAGNITUD DEL ESFUERZO DESVIADOR APLICADO.	(101)
4.4		CONTENIDO DE HUMEDAD.	(103)
CAPITULO V	:	UTILIZACION DEL MODULO DE RESILIENCIA.	(108)
5.1		METODO DE DISEÑO PAVIMENTO AASHTO.	(108)
5.2		TRAMO DE PRUEBA AASHO A LA GUIA AASHTO.	(110)
5.3		METODO MECANISTAS.	(112)
5.4		RELACIONES CONTITUTIVAS PARA SUELOS FINOS Y MATERIALES GRANULARES EN LOS METODOS DE DISEÑO MECANISTA.	(117)
		5.4.1 SUELOS FINOS.	(117)
		5.4.2 MATERIALES GRANULARES.	(120)
		5.4.3 CONSTANTES NO LINEALES PARA MATERIALES NO GRANULARES.	(120)
CONCLUSIONES			(122)
RECOMENDACIONES.			(124)
BIBLIOGRAFIA Y REFERENCIAS			(125)
ANEXOS			(127)
ANEXO 1		COMPARACION DE METODOS DE ENSAYO AASHTO Y SHRP	
ANEXO 2		MANUAL DE ENSAYOS DE MATERIALES MTCE 128-1999	

INTRODUCCIÓN

Las deformaciones resilientes o elásticas son de recuperación instantáneas y suelen denominarse plásticas a aquellas que permanecen en el pavimento después de cesar la causa deformadora. Bajo carga móvil la deformación permanente se va acumulando; debe hacerse notar el hecho de que en los ciclos intermedios de deformación, la deformación permanente para cada ciclo disminuye, hasta que prácticamente desaparece en los ciclos finales. La muestra llega así a un estado final, tal que toda la deformación es recuperable, en ese momento se llega a un comportamiento resiliente. De aquí se desprende el concepto de Módulo de Resiliencia, el cual está definido como el esfuerzo desviador repetido aplicado en compresión triaxial entre la deformación axial recuperable.

Así entonces, el concepto de Módulo de Resiliencia está ligado invariablemente a un proceso de carga repetida.

CAPITULO I

CARACTERISTICAS EN EL DISEÑO DE PAVIMENTOS

1.1 NATURALEZA CICLICA DE LAS CARGAS QUE ACTUAN EN UN PAVIMENTO.

Los materiales que constituyen los pavimentos, incluyendo los terraplenes y el terreno de cimentación, se ven sometidos a cargas dinámicas de diversas magnitudes que le son transmitidas por el tránsito vehicular.

El patrón de esfuerzos inducidos a una estructura de pavimentos como resultado del tráfico de vehículos es muy complejo. Un elemento de pavimento esta sujeto a pulsos de carga que involucran componentes de esfuerzos normales y cortantes.

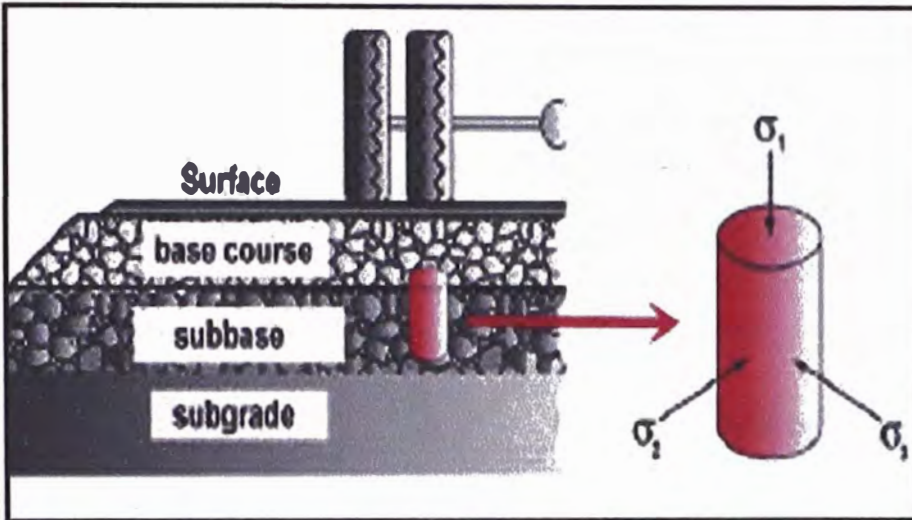
La figura 1.0 muestra el esquema de una sección longitudinal de las capas de un pavimento, sobre el cual una carga se mueve a velocidad constante.

El estado de esfuerzo experimentado por el punto P debido a la carga en el punto A puede observarse en la figura 1.1(a); en este punto actúan tanto esfuerzos normales como cortantes.

Cuando la carga se mueve al punto B, los esfuerzos cortantes son nulos y únicamente actúan los esfuerzos normales, como se presenta en la figura 1.1 (b); en este se tiene un estado triaxial de esfuerzos, debido a que se presentan solo esfuerzos normales. La dirección de los esfuerzos cortantes originados en el punto C es contraria a la dirección de los esfuerzos originados por el punto A, como se muestra en la figura 1.1(c).

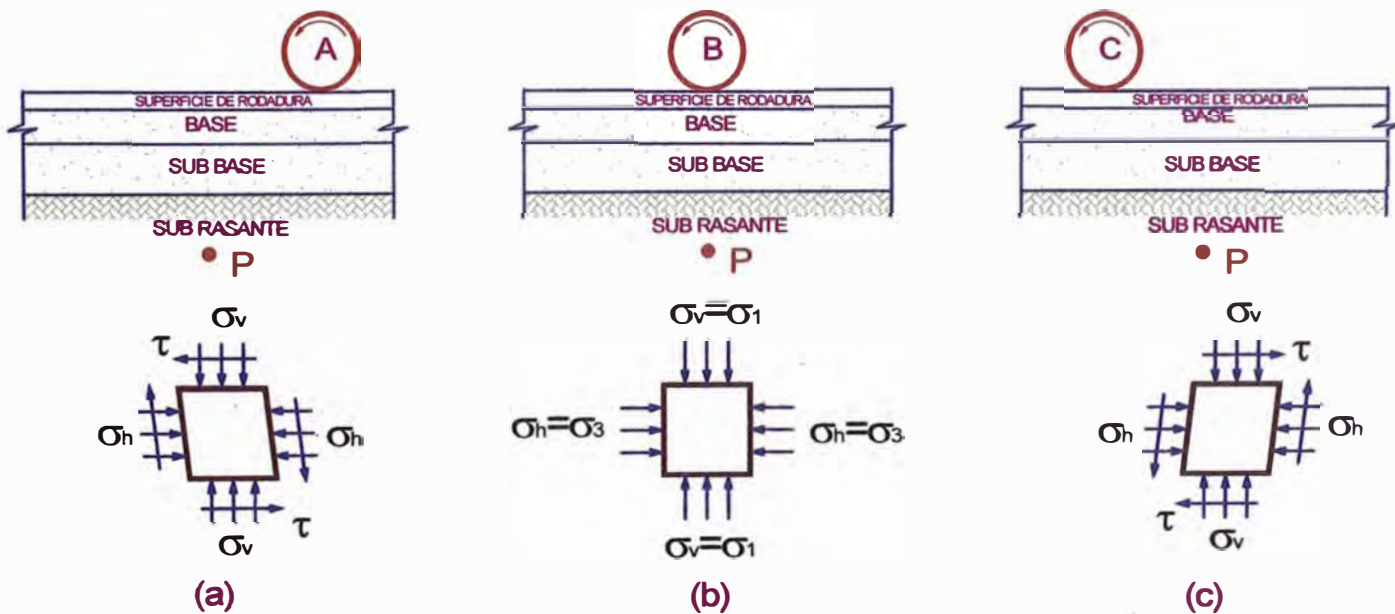
En los laboratorios de mecánica de suelos se realizan pruebas simulando la condición B tratando de simular las condiciones más desfavorables. Durante las pruebas en el laboratorio se debería aplicar una presión de confinamiento que varié con el esfuerzo desviador ; sin embargo es difícil simular en el laboratorio

este cambio, por lo que la presión de confinamiento se mantiene constante y el esfuerzo desviador es el que se aplica en forma repetida.

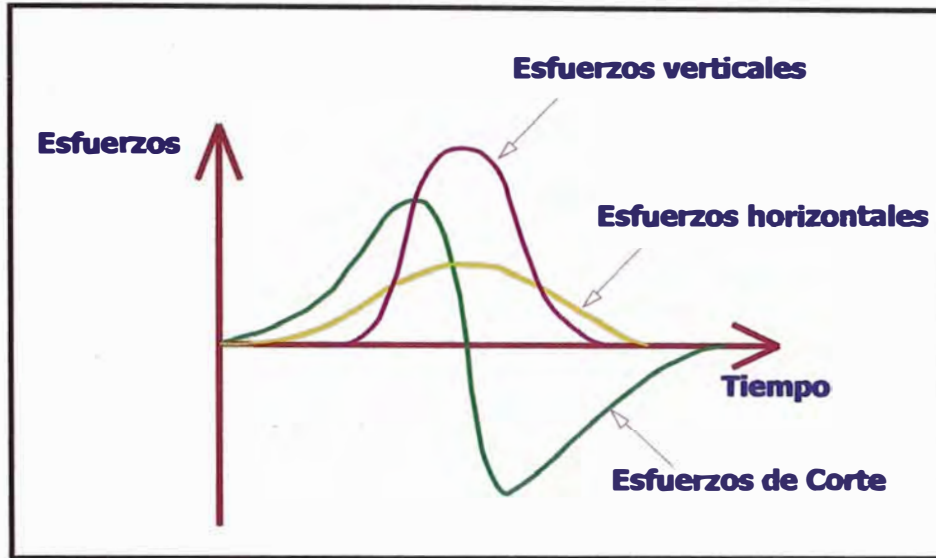


ESQUEMA DE ESFUERZOS SECCION TRANSVERSAL PAVIMENTADA

FIGURA 1.0



ESTADOS DE ESFUERZOS EXPERIMENTADOS EN EL PUNTO "P".
FIGURA 1.1



VARIACION DEL ESFUERZO DE CORTE Y NORMAL CON RESPECTO A LA APLICACIÓN DE UNA CARGA DE RUEDA MOVIL EN LA SUDRASANTE.

FIGURA 1.2

1.2 MEDICIONES DE ESFUERZOS Y DEFORMACIONES EN CASOS REALES.

Conociendo la forma tradicional de estructuración de los materiales que conforman el pavimento, la deformabilidad suele crecer hacia abajo. La deformabilidad interesa sobre todo en los niveles profundos, pues es relativamente fácil que las capas superiores tengan niveles de deformación tolerables aún para altos esfuerzos que en ellas actúan.

En pavimentos las deformaciones interesan desde dos puntos de vista: por un lado, las deformaciones excesivas están asociadas a estados de falla y por otro porque es sabido que un pavimento deformado puede dejar de cumplir sus funciones, independientemente de que las deformaciones no hayan conducido a un colapso estructural propiamente dicho (Rico A. Del Castillo H. 1992).

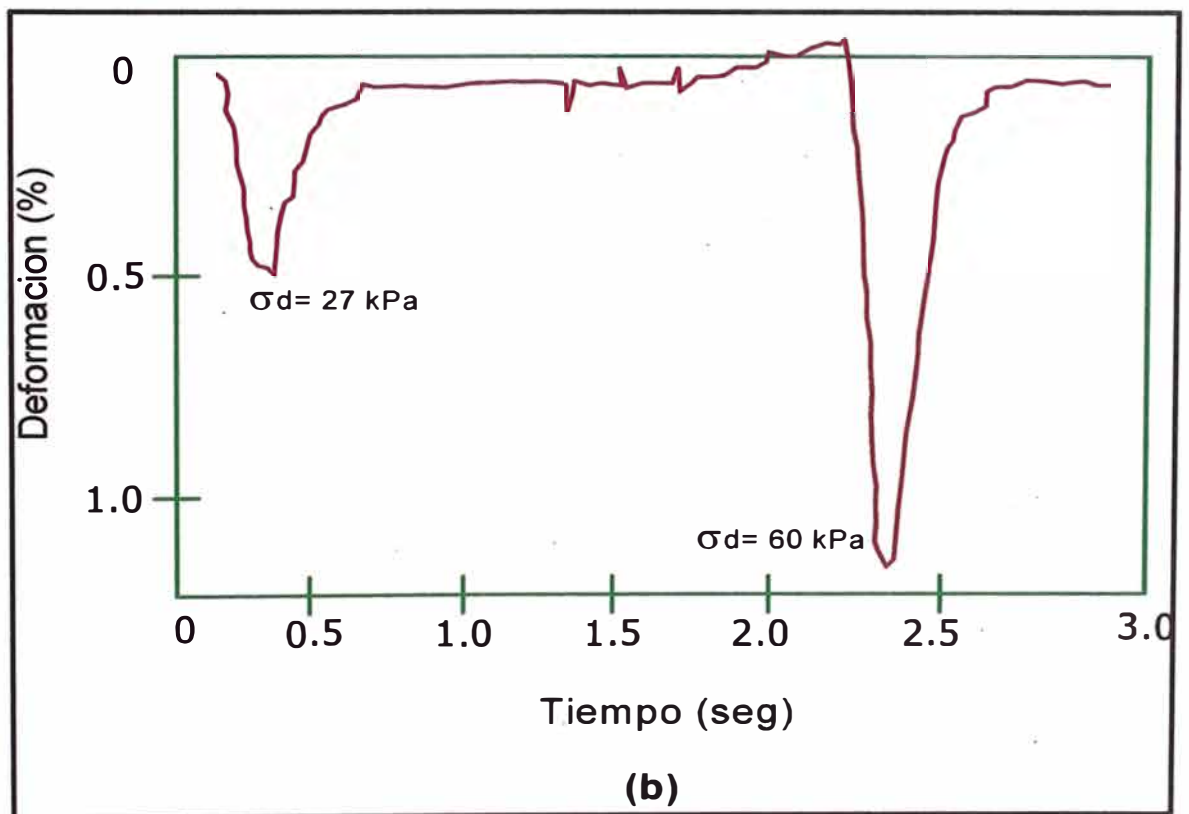
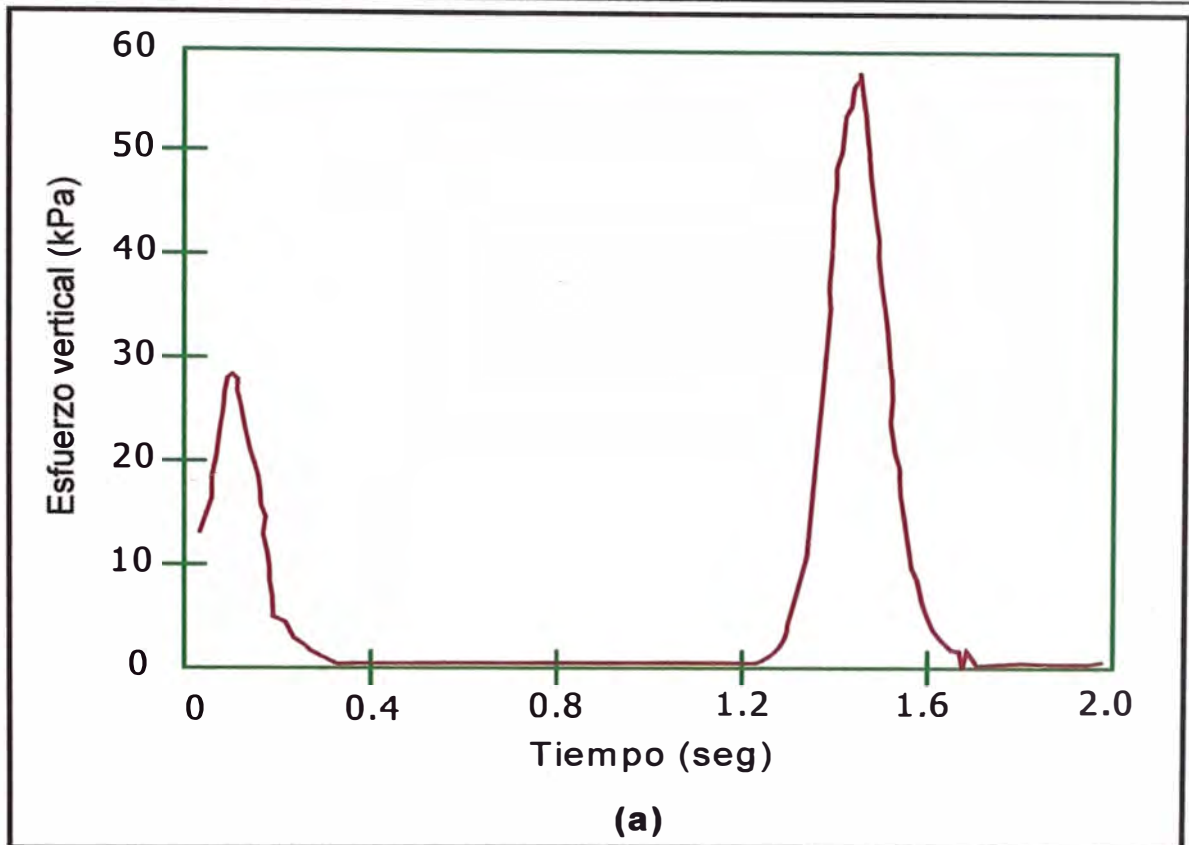
Con el fin de tomar en cuenta la naturaleza cíclica de las cargas que actúan en los materiales que conforman una estructura de pavimento, así como el comportamiento no lineal y resiliente de los materiales se han realizado en el mundo varios trabajos experimentales, tanto en modelos en escala natural como en muestras probadas en laboratorio, obteniéndose valiosa información sobre el comportamiento esfuerzo – deformación de los materiales.



Brown (1996) reporta graficas de esfuerzo y deformación obtenidas mediante la instrumentación de una estructura de pavimento sujeta a la aplicación de carga repetida por medio de paso de un tracto-camión. Las figuras 1.3(a) y 1.3 (b) corresponden a las mediciones antes mencionadas en un punto ubicado a 35cm de profundidad con respecto a la superficie de rodamiento.

Se puede apreciar que la carga que se transmiten los vehículos es en forma de pulsos, cuya magnitud depende de la presión de inflado de las llantas y de las cargas por eje; además, la duración de aplicación del pulso depende de la velocidad y del nivel de transito diario.

También se observa que la máxima deformación registrada corresponde al valor de esfuerzo máximo.



VARIACION TIPICA DE LA DEFORMACION VERTICAL RESILIENTE EN UN PAVIMENTO CON CARPETA ASFALTICA (Brown et al., 1987).
FIGURA 1.3

Otro ejemplo de mediciones de esfuerzos en el campo se ilustra en la figura 1.4 en donde se aprecia la variación del esfuerzo vertical medido en la capa subrasante de un pavimento terminado, con carpeta de 165mm de espesor. De esta figura se puede observar que el máximo esfuerzo registrado fue de aproximadamente 16kpa.

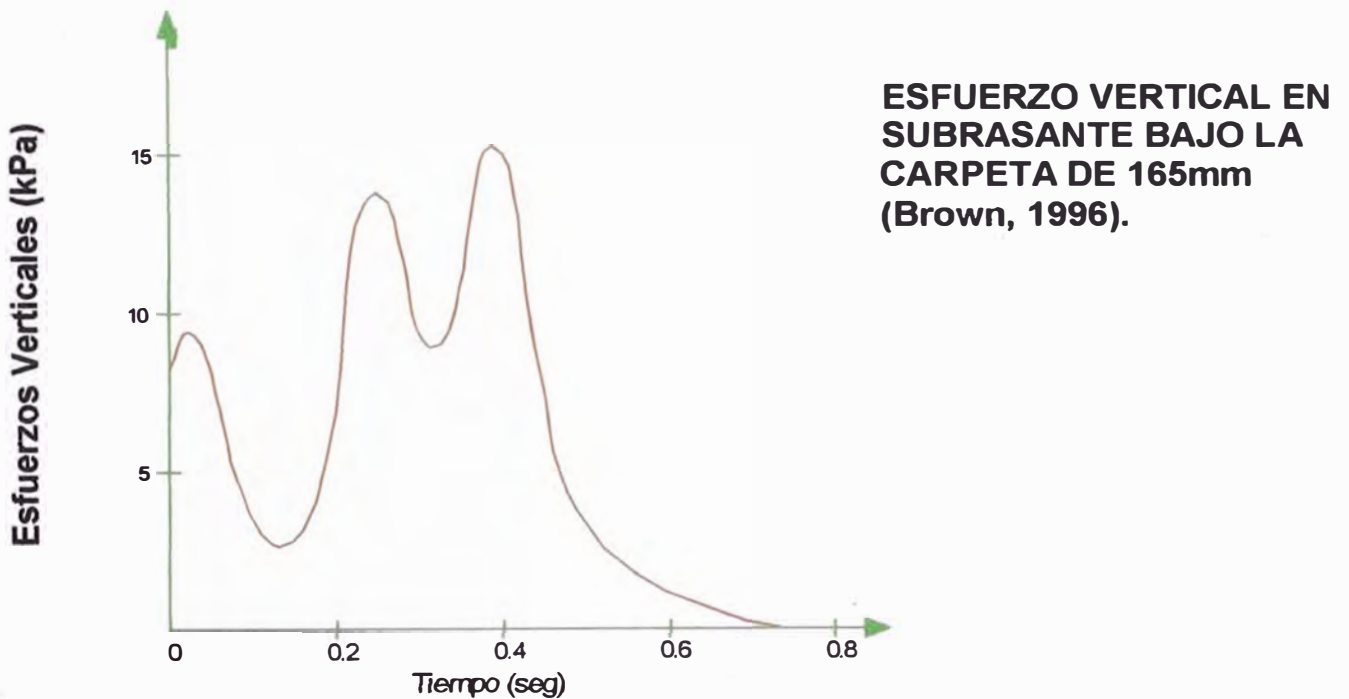
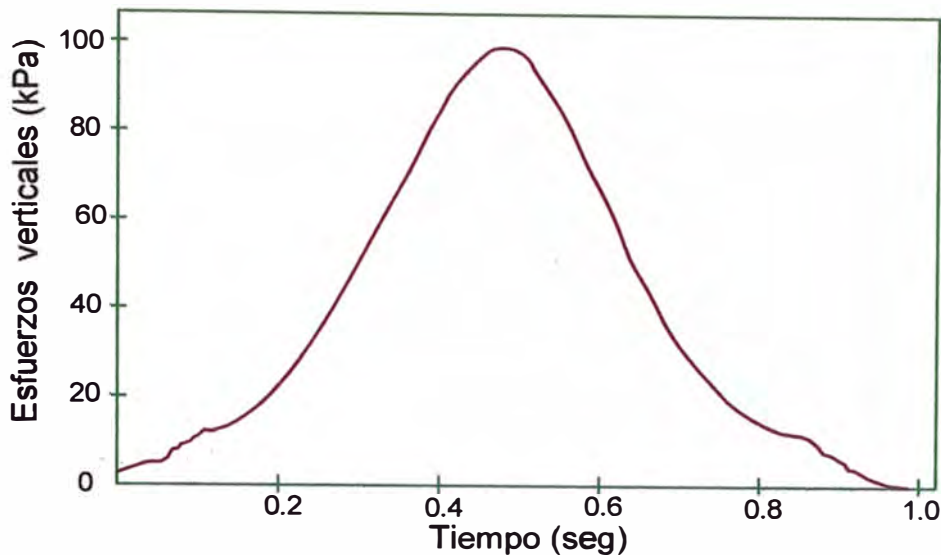


FIGURA 1.4

En otros estudios se observó que en pavimentos parcialmente construidos, sujetos a las cargas del equipo pesado de construcción, los niveles de esfuerzo son mayores figura 1.5; estos fueron obtenidos en un tramo de arcilla blanda (Bothkennar-Suecia).



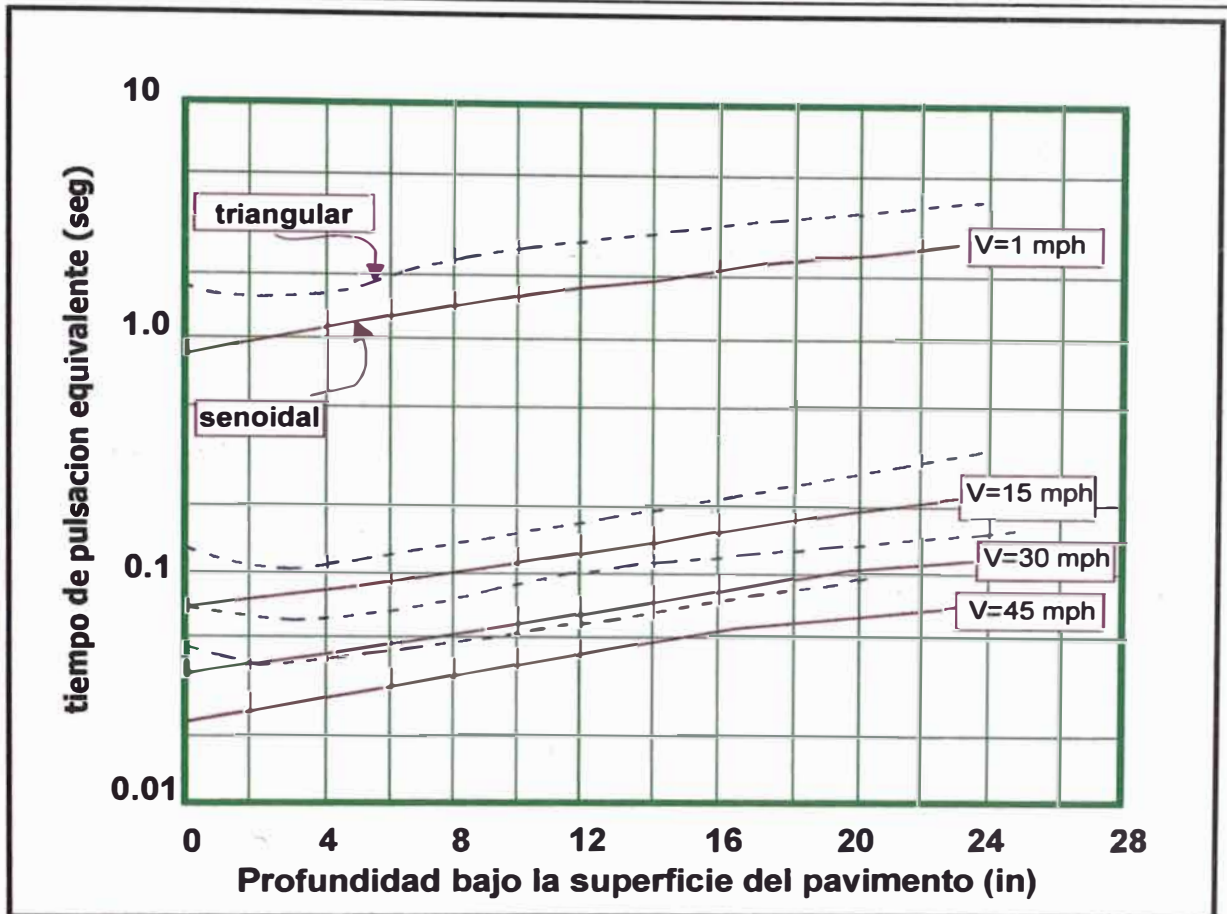
MEDIDAS DE ESFUERZOS VERTICALES EN SUBRASANTES BAJO UNA CAPA GRANULAR DE 350mm DE ESPESOR (Brown , 1996)

FIGURA 1.5

1.3 INFLUENCIA DE LA VELOCIDAD DEL VEHICULO EN EL TIEMPO DE APLICACIÓN DE CARGA.

Con base en los puntos señalados anteriormente, se ha supuesto que los esfuerzos aplicados por una llanta en movimiento se aproximan a una forma senoidal, cuya duración depende de la velocidad del vehículo y de la profundidad del punto al que se está haciendo referencia.

Barksdale (1971) investigó sobre los tiempos de pulsación a diferentes profundidades bajo la superficie del pavimento, así como también a diferentes velocidades. Estos resultados se muestran en la figura se 1.6 . Se observa cómo a mayor velocidad del vehículo el tiempo de aplicación de la carga disminuye; también es evidente que simulando el esfuerzo vertical con una onda triangular, los tiempos de aplicación aumentan. También se puede apreciar que el tiempo de duración de la carga aumenta con la profundidad.

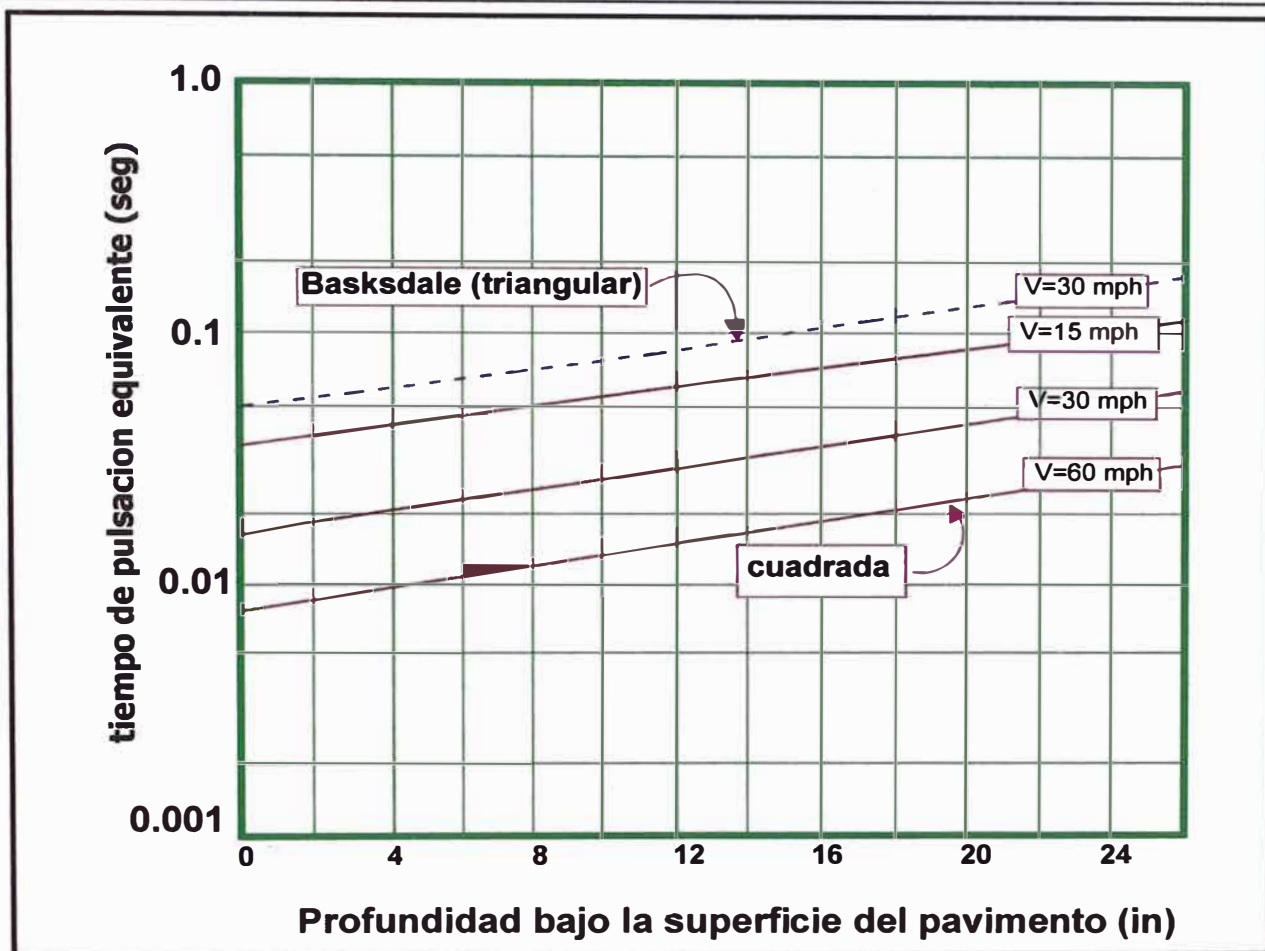


**TIEMPO DE PULSACION PARA EL ESFUERZO VERTICAL CON CARGA
SENOIDAL Y TRIANGULAR.**

(1 in = 25.4 mm y 1 mph = 1.6 km/hr) (Barksdale 1971)

FIGURA 1.6

Mclean (1974) determino el tiempo con una onda cuadrada figura 1.7, sobre la cual sobrepuso los resultados obtenidos por Barksdale (carga triangular y una velocidad de 30 mph). Se puede ver que el tiempo de pulsación basado en una onda cuadrada es más pequeño que la basada en una triangular.



TIEMPO DE PULSACION PARA ESFUERZOS VERTICAL CON ONDA TIPO CUADRADA (Mclean, 1974)

FIGURA 1.7

En vista que la velocidad del vehículo no es constante, se recomienda con fines de estandarización la onda senoidal con tiempo de duración 0.1 segundo de aplicación de carga y un periodo de reposo de 0.9 segundos (Huang, 1993).

1.4 MECANISMO DE DEFORMACION DE UN MATERIAL SUJETO A CARGA CICLICA.

De acuerdo con el diseño estructural del pavimento, el tipo y la magnitud de las sollicitaciones, repeticiones de carga acumuladas, características asociadas al clima y la localización de las diferentes capas de material; el comportamiento esfuerzo – deformación de un suelo puede ser de dos tipos: resiliente y plástico.

Las deformaciones resilientes ó elásticas son de recuperación instantáneas y suelen denominarse plásticas a aquellas que permanecen en el pavimento después de cesar la causa deformadora. Bajo carga móvil y repetida, la deformación plástica tiende a hacerse acumulativa y puede llegar a alcanzar valores inadmisibles. Paradójicamente, este proceso suele ir acompañado de una “densificación” de los materiales, de manera que el pavimento fallado puede ser más resistente que el original.

En la figura 1.8(a) se ilustra el mecanismo por el cual la deformación permanente se va acumulando; debe hacerse ver el hecho de que en los ciclos intermedios la deformación permanente para cada ciclo disminuye, hasta que la prácticamente desaparece en los ciclos finales.

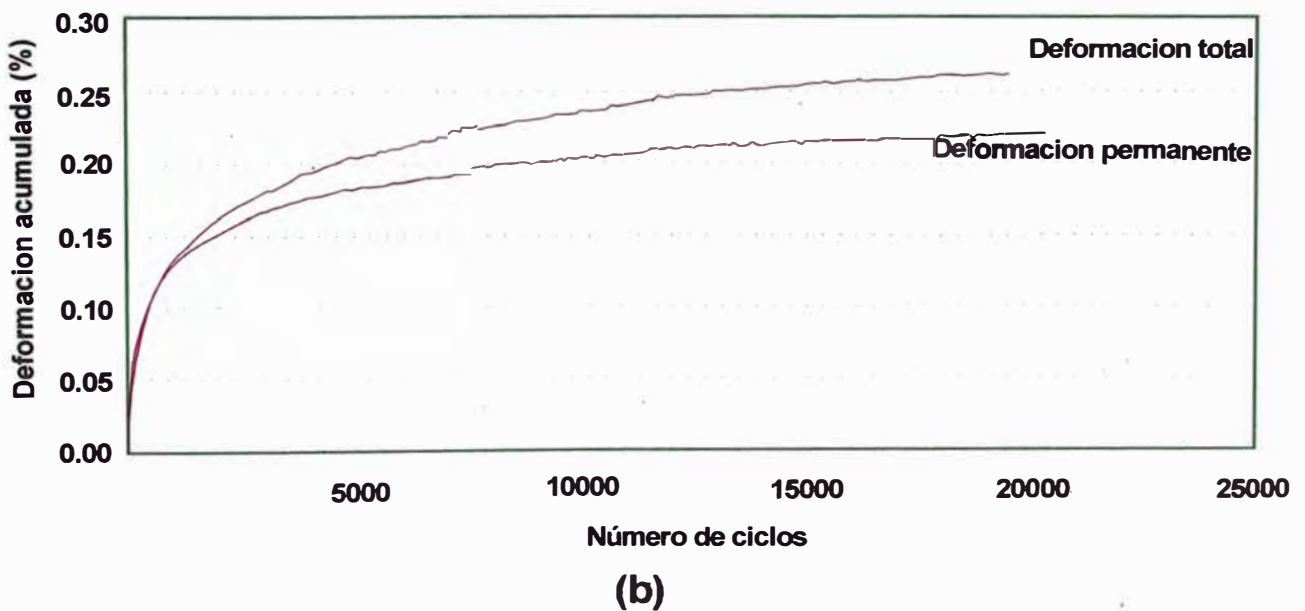
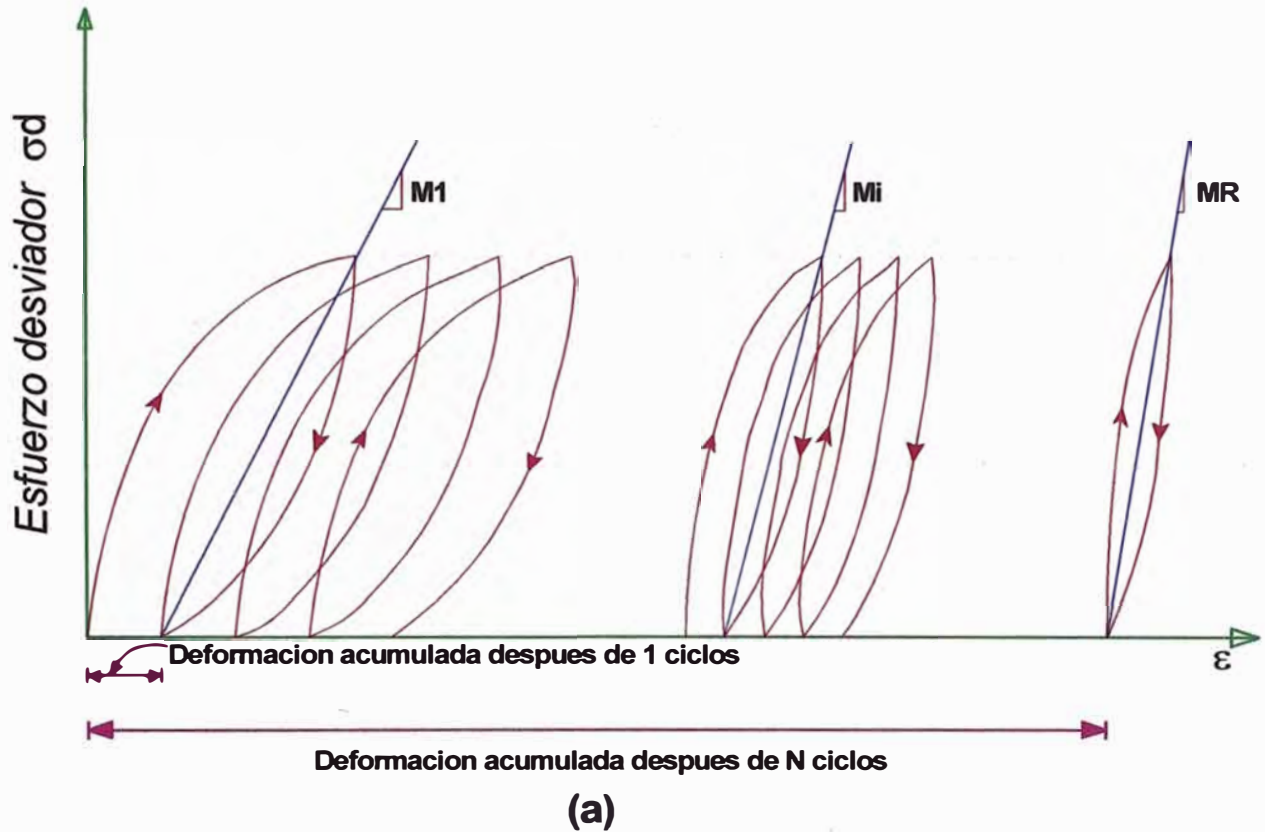
La muestra de un suelo llega así a un estado tal en que toda la deformación es recuperable en ese momento se tiene un comportamiento resiliente (en donde el modulo secante es igual al modulo de resiliencia).

En la figura 1.8 (b) se muestra la acumulación de las deformaciones total y plástica durante un cierto número de ciclos.

La deformación elástica repetida preocupa sobre todo en materiales resistencias a la tensión, carpetas asfálticas o capas estabilizadas colocados en la parte superior de la estructura, en los en los que se puede llegar a generar una falla de agrietamiento por fatiga si el numero de repeticiones es importante y los materiales son susceptibles a este efecto.

La importancia que la deformación tiene en los pavimentos es debida a que en los métodos de diseño actuales de deformabilidad es el punto básico a

considerar y, de hecho la mayoría de ellos se centran en mantener los límites razonables.



**DEFORMACION ACUMULADA CON EL NÚMERO DE APLICACIONES DEL ESFUERZO DESVIADOR.
FIGURA 1.8**

CAPITULO II

MÓDULO DE RESILIENCIA

2.1 RESEÑA HISTORICA.

Antes de la Segunda Guerra Mundial, el diseño del espesor de los pavimentos era básicamente empírico, lo cual se basaba en la experiencia, la clasificación de los suelos y la respuesta que emitía la estructura de los pavimentos hacia una carga estática, por ejemplo, una carga de placa o una prueba de CBR. Ya que las deformaciones plásticas eran los únicos criterios de falla, se elegía, a menudo, el espesor mínimo de la capa superficial. Ni siquiera se consideró la posibilidad del agrietamiento extensivo de los pavimentos de los concretos asfálticos que era producida por las deformaciones elásticas excesivas y que a la vez no tenían ninguna deformación plástica significativa. Hubieron muchas personas que expresaron sus inquietudes acerca de este método, sin embargo, el Profesor A. Casagrande (Burmeister, 1943), quien escribió:

“Si no se toma en cuenta el método teórico de la evaluación de las pruebas de carga, aún queda pendiente una pregunta por responder la cual es, ¿hasta que grado es que las pruebas individuales de las cargas estáticas reflejan los resultados de miles de repeticiones de cargas dinámicas bajo el tránsito actual? Las pruebas de tránsito a escala grande y la experiencia ya mostraron que diversos tipos de suelos reaccionan diferentemente, y que los resultados de las pruebas de las cargas estáticas no se relacionan de ningún modo con el comportamiento de los pavimentos.”

Poco después de la Segunda Guerra Mundial, varios investigadores realizaron las pruebas de las cargas de la placa repetida sobre las secciones de los pavimentos modelos, realizaron varias repeticiones de carga en el orden de 10. El objetivo principal de las investigaciones era determinar el efecto de las repeticiones de la carga en las deformaciones, mas no determinar el modulo de resiliencia.

La realización de las pruebas de las cargas repetidas era costosa y consumían mucho tiempo. En consecuencia, luego de algunos años después de haber realizado la transición de las pruebas estáticas a las pruebas de las cargas de placa repetidas en el campo, se realizó la transición de las pruebas triaxiales estáticas a las pruebas triaxiales de las cargas repetidas en el laboratorio. Seed, Chan, y Monismith (1955), Seed y McNeill (1958), y Seed, Chan, y Lee (1963) pusieron su grano de arena a este esfuerzo pionero. El trabajo colectivo de estos investigadores enfocaba la determinación de las características de las deformaciones y el modulo de resiliencia de los subrasantes compactados. Al inicio de sus investigaciones, se hizo una comparación entre los valores del primer modulo tangente -lo cual se determinó mediante las relaciones del esfuerzo vs. la deformación de las pruebas de compresión no confinadas- y los valores del modulo de resiliencia -lo cual se determinó cuando se realizó la aplicación repetida de un esfuerzo axial de 25 psi sobre los especímenes no confinados. Los resultados indicaron que la diferencia de estos módulos es considerable. Lo cual sugirió que sólo se podrá obtener el comportamiento de los suelos bajo cargas del tránsito mediante la realización de las pruebas de las cargas repetidas. Se podrá justificar adicionalmente esta conclusión con los datos que se obtuvieron del Departamento de Caminos de California (Hveem, 1955) que mostró la diferencia entre las deflexiones de los pavimentos que ocurrían bajo las cargas de la rueda que están paradas y bajo las cargas que se mueven lentamente.

Seed y McNeill (1958) realizaron uno de los primeros intentos al tratar de duplicar la historia del estado de los esfuerzos por medio de considerar la variación actual del esfuerzo vertical de un elemento de suelo a una profundidad de 27 pulg. por debajo de la superficie del pavimento de las pistas de prueba de Stockton. Debido a las limitaciones de sus equipos de prueba, no llegaron a usar la forma actual del esfuerzo vertical que observaron, sin embargo decidieron usar una onda cuadrada. Seed y McNeill también aplicaron la presión confinada repetida a los especímenes en su programa para evaluar las consecuencias de los cambios de ambos estados del esfuerzo vertical y horizontal por encima de las características de la deformación permanente de los suelos del subrasante.

Barksdale (1971) anotó que la profundidad y la velocidad del vehículo debajo de la superficie del pavimento son de gran importancia cuando se elegirá el tiempo

de pulsación idóneo del esfuerzo compresivo axial que se usará para realizar las pruebas de las cargas repetidas. Basándose en los resultados de una representación del elemento finito elástico lineal de una estructura de pavimento típico, él estableció las relaciones que incumben la variación del tiempo de pulsación equivalente del esfuerzo vertical con la profundidad y velocidad del vehículo.

En 1982, el resultado de todo este trabajo hizo que se apruebe el AASHTO T274. Esta norma era el primer procedimiento moderno que se usaba para definir el método de prueba del modulo de resiliencia. Se incorporó posteriormente el concepto del modulo de resiliencia en la Guía de Estructuras de Pavimentos del AASHTO de 1986. Durante este tiempo, la norma tuvo varios grados de aceptación en toda la comunidad de las pruebas de materiales.

En 1988, se encomendó al Programa del Rendimiento de los Pavimentos a Largo Plazo (LTPP) para que realice las pruebas del modulo de resiliencia empleando más de 3,000 muestras de pavimentos. Por lo tanto, se formó un Grupo Experto en Tareas para asistir con el desarrollo de un procedimiento de prueba del modulo de resiliencia que reunía los requisitos exclusivos del programa LTPP. Durante este tiempo, se realizó una revisión minuciosa del ASTM T274. El grupo experto en tareas identificó áreas, que habían dentro de la norma, que eran ambiguas o que ofrecían alternativas. En 1989, mediante este proceso, se desarrolló y se emitió el Protocolo LTPP P46, "El Modulo de Resiliencia de los Suelos del Subrasante y los Materiales de la Subbase/Base Granular No Confinados". Con el transcurso de los años, se revisó y se enmendó el protocolo y en 1996, se emitió la forma final. Por consecuencia, en 1999, se decidió, mediante una votación a través del proceso AASHTO, y se aprobó (con algunas modificaciones) el P46 como la norma AASHTO T307-99, "La Determinación del Modulo de Resiliencia de los Materiales de los Agregados y Suelos."

2.2 PRINCIPIOS DEL MODULO DE RESILIENCIA.

Cuando una carga de rueda se mueve hacia y luego pasa un elemento de material, este elemento estará sujeto a los estados del esfuerzo similares a aquellos que se muestran Figura 2.0 que provocan un aumento simultaneo del esfuerzo principal mayor (σ_1), y el esfuerzo principal menor (σ_3). Mientras aumentan aquellos esfuerzos, también habrá una rotación de los ejes del esfuerzo principal. También ocurrirá una inversión completa del esfuerzo de corte.

Se aplicará gran cantidades de pulsaciones de esfuerzos que son aplicadas rápidamente de variable magnitud a cada elemento de material abajo y también se aplicarán a ciertas distancias fuera de los costados de la trayectoria de la rueda. La presencia de las irregularidades de la superficie del pavimento hace que el vehículo salte lo cual produce las cargas de impacto que doblan el valor estático. Con respecto a las velocidades moderadas del vehículo, la pulsación del esfuerzo dura entre 0.02 y 0.4 segundos, haciendo que aumente el tiempo de pulsación con la creciente profundidad que hay debajo de la superficie del pavimento y la decreciente velocidad del vehículo. El tipo y geometría del pavimento sólo tiene una influencia secundaria sobre la duración y forma de la pulsación. Al acercarse a la superficie, la pulsación del esfuerzo tendrá la forma pronunciada de medio seno verso. Al cercarse a la profundidad, la duración de la pulsación se hará mayor y la pulsación del esfuerzo mantendrá una forma senoidal.

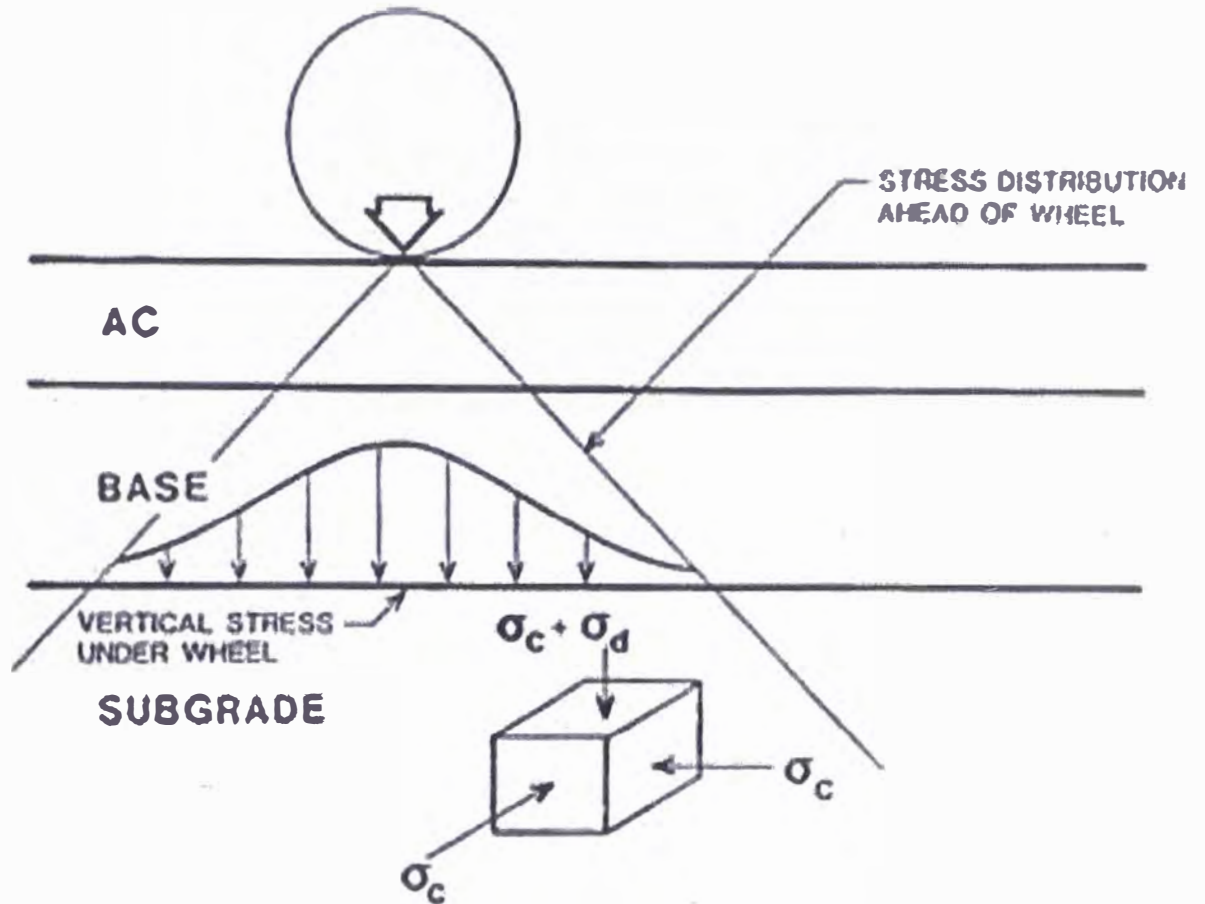
Ya que se someten los materiales del pavimento a la serie de distintas pulsaciones de carga, se recomienda que se realice la prueba de laboratorio que duplique esta condición. Por muchos años, se ha realizado la prueba de las cargas repetidas para simular las cargas del vehículo. Durante la realización de la prueba de las cargas repetidas, en lugar de aplicar una carga lenta, se aplicó una serie de pulsaciones de carga que son separadas por un periodo de reposo distinto.

Para obtener el comportamiento elástico lineal isotrópico, un material es completamente caracterizado por 2 constantes elásticas que se determinan



mediante la realización de las pruebas de materiales idóneos. Normalmente, durante la realización del diseño de los pavimentos, se evaluará el modulo de elasticidad y el coeficiente de Poisson, lo cuales son los dos constantes elásticos, en el laboratorio y se usarán en la teoría de capas. Una vez que se haya evaluado cualquiera de los dos constantes elásticos, tal como el modulo de elasticidad y el coeficiente de Poisson, se podrá calcular todos los otros constantes elásticos empleando ecuaciones simples que se derivaron de la teoría de elasticidad.

A veces, también se usará el modulo de volumen y el modulo de corte para realizar las pruebas del pavimento elástico en capas. Estos constantes son más fundamentales que el modulo de elasticidad y el coeficiente de Poisson, ya que están relacionados al cambio de volumen y a la distorsión de corte, respectivamente. Como resultado, en el futuro se podrán usar con más frecuencia para realizar el diseño y análisis de los pavimentos.



σ_c = CONFINING STRESS

σ_d = DEVIATOR STRESS = $\sigma_c + \sigma_v$

σ_v = VERTICAL STRESS APPLIED BY WHEEL

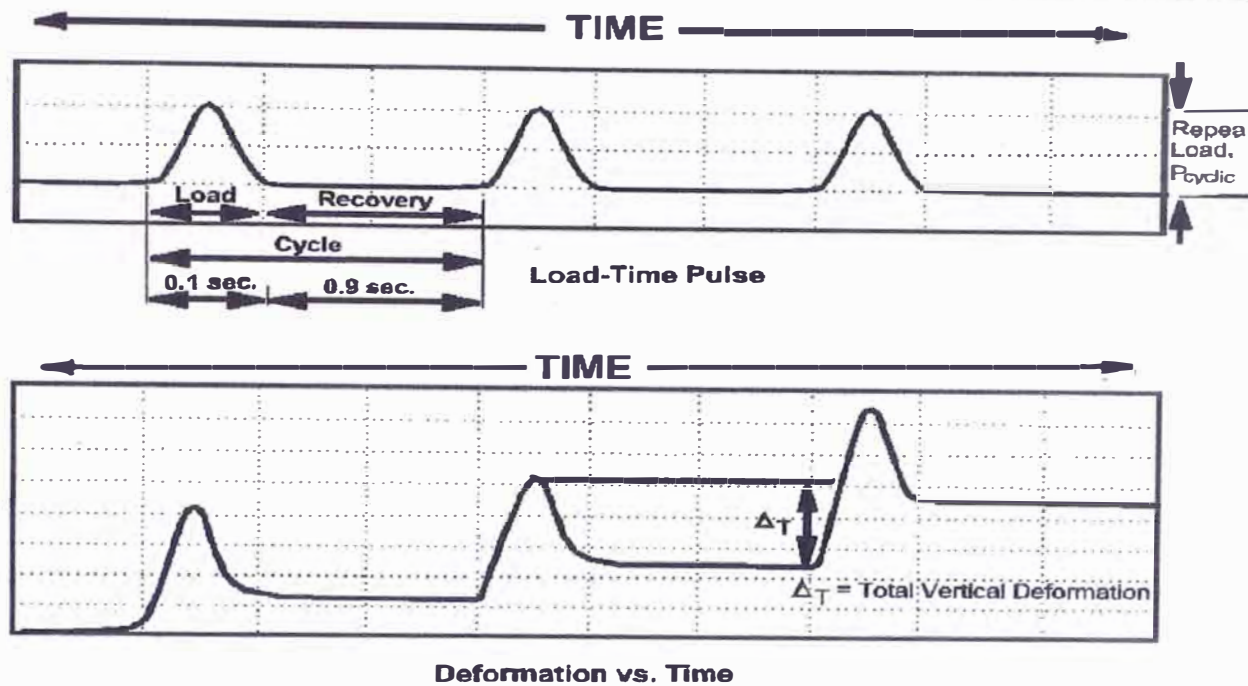
LAS RELACIONES TÍPICAS DEL ESFUERZOS Y CARGA CICLICA MOVIL.
FIGURA 2.0

El modulo de resiliencia es análogo al modulo de elasticidad, lo cual significa que ambos términos tienen la misma definición de la teoría básica de elasticidad. Se realizará una prueba de carga repetida para determinar el modulo de resiliencia. Se usarán los valores picos del esfuerzo y la deformación recuperable (es decir la resiliencia), lo cual ocurre durante la realización de la prueba, para calcular las restricciones elásticas de la resiliencia aunque el esfuerzo de pico y la deformación recuperable no ocurren al mismo tiempo durante la realización de una prueba dinámica de este tipo. Aunque este método invalida los efectos de la pérdida de energía, parece que el uso de la respuesta de la resiliencia dará resultados satisfactorios cuando se calcule la respuesta del pavimento.

Actualmente, cuando se realiza la selección del espesor, la mayoría de métodos de diseño de pavimentos, incluyendo todos los métodos AASHTO, usan un solo valor del modulo de resiliencia de cada capa. Por lo tanto, para elegir los módulos de resiliencia de diseño, se deberá conocer o asumir el estado del esfuerzo representativo que actúa sobre cada capa. El estado del esfuerzo completo consta del efecto combinado de los esfuerzos residuales iniciales que existen luego de la construcción y luego de los esfuerzos dinámicos lo cual son causados por las cargas del tránsito.

2.3 TEORIA DEL MODULO DE RESILIENCIA.

La realización de la prueba triaxial de las cargas repetidas brinda una de las mejores formas de evaluar el modulo de resiliencia del material del subrasante, la subbase y la base de las carreteras. Durante la realización de la prueba triaxial de las cargas repetidas, se someterá un espécimen sólido cilíndrico a los esfuerzos repetidos compresivos axiales que tenga un periodo corto de reposo entre las pulsaciones de los esfuerzos. Un ejemplo de esta carga se muestra en la figura 2.1 a continuación. Este tipo de carga simula aproximadamente los esfuerzos que son causados por varias ruedas que pasan por encima del pavimento.



LAS RELACIONES TÍPICAS DEL TIEMPO VS. LA DEFORMACIÓN Y LA CARGA.
FIGURA 2.1

Para simplificar la prueba, el espécimen suele estar sometido a una presión confinada completa (σ_3) lo cual simula el esfuerzo lateral que es causado por la presión de la sobrecarga y por las cargas aplicadas de la rueda. Se colocará el espécimen cilíndrico dentro de una celda triaxial, encima de una base rígida. Luego se colocará una platina rígida, lo cual contiene una piedra porosa, encima, y se empleará una membrana de caucho para encerrar el espécimen. Se suele compactar directamente los materiales sin cohesión encima de la base, dentro de un molde. Luego se colocará una cámara cilíndrica de Plexiglás alrededor del espécimen, y se someterá el espécimen a las cargas repetidas.

Durante la realización de la prueba triaxial, se asumirá que la parte superior y los costados del espécimen no estarán sometidos al esfuerzo de corte. Ya que estos planos no tienen los esfuerzos de corte, por definición, son planos principales. Como resultado, se conocerá el esfuerzo total compresivo axial aplicado al espécimen, lo cual es más grande que el esfuerzo confinado, este es llamado el esfuerzo principal mayor ya que es más grande que el esfuerzo confinado de la prueba convencional.



Durante la realización de la prueba, una presión constante de celda suele permanecer en el espécimen en la dirección axial. Se aplicará el esfuerzo repetido en la dirección axial además de la presión confinada constante (σ_3) y además del peso de la platina superior. Por lo tanto, se conocerá el esfuerzo axial repetido como el esfuerzo desviador ($\sigma_1 - \sigma_3$, ó σ_d), lo cual es equivalente numéricamente a la diferencia entre el máximo esfuerzo axial aplicado (σ_1) y el esfuerzo axial constante que consta de la presión confinada (σ_3) y del peso de la platina superior.

La presión confinada (σ_3), la cual actúa en las direcciones axiales y radiales, proveerá el soporte lateral del espécimen. Se conocerá el esfuerzo dentro del espécimen, lo cual actúa en ángulos rectos a la dirección radial, como el esfuerzo tangencial que, por lo tanto, será el esfuerzo principal intermedio (σ_2). Se suele asumir que el esfuerzo tangencial (σ_2) es igual a la presión confinada (σ_3). Actualmente, la suposición es cierta, sólo a lo largo del eje a través del centro del espécimen. El esfuerzo en volumen (θ), también conocido como el primero invariante de los esfuerzos, es igual a ($\sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3$). Durante la realización de la prueba triaxial, el esfuerzo en volumen se convierte en $\theta = (\sigma_1 + 2\sigma_3)$.

Se deberá hacer una nota importante con respecto a la presión confinada. La presión lateral, la cual se aplica a un elemento de material que está debajo del pavimento, gradualmente aumenta cuando se acerca un vehículo y luego disminuye cuando el vehículo se aleja. Se han realizado las pruebas del modulo de resiliencia, las que simulan esta condición al usar una presión confinada variable, en las arenas y en una base granular. Brown y Hyde (1975) han proporcionado la teoría de las ecuaciones de elasticidad para calcular los módulos de resiliencia cuando se emplea una presión confinada variable. Con respecto a los materiales granulares, ellos concluyeron que el uso del valor medio de la presión confinada (σ_3), durante la realización de una prueba de las cargas repetidas con el constante (σ_3), simula adecuadamente el confinamiento variable para realizar la medición del modulo de resiliencia. Sin embargo, no se podrá usar la presión media confinada constante para calcular fiablemente el coeficiente de Poisson (para los materiales granulares) para aproximarse al confinamiento variable.



El modulo de resiliencia es igual al esfuerzo pico aplicado axial repetido dividido por la deformación axial recuperable que ocurre dentro del espécimen. La deformación axial resiliente es igual a la deformación recuperable que experimenta el espécimen cuando se somete a una pulsación, dividido por la distancia axial por lo cual se mide la distancia. Se calculará el modulo de resiliencia (también conocido como M_r) como:

$$M_r = (\sigma_1 - \sigma_3) / \epsilon_r \quad [\text{EC. 1}]$$

Donde: M_r = el modulo de resiliencia
 $\sigma_1 - \sigma_3$ = el máximo esfuerzo axial repetido (el esfuerzo desviador)
 ϵ_r = la máxima deformación axial resiliente.

Además de conocerse como M_r , a veces se conocerá el modulo de resiliencia como E_r , o como el modulo de elasticidad (E). Durante la realización de la prueba de las cargas repetidas, y asimismo durante la realización de las otras pruebas dinámicas, el esfuerzo pico aplicado ocurrirá antes que se desarrolle la deformación de pico y de este modo se llegará a conocer que el esfuerzo y la deformación están “fuera de fase” de cada uno. Debido a que el esfuerzo y la deformación están fuera de fase de cada uno, el concepto del modulo de resiliencia será una aproximación. Si se asumiera la respuesta elástica lineal, se podrán obtener otros valores tal como el coeficiente de resiliencia de Poisson, el modulo en volumen de resiliencia y el modulo de corte de resiliencia. Sólo se calculará el modulo de resiliencia durante la realización de las pruebas LTPP.

2.4 PROCEDIMIENTOS DE ENSAYOS.

2.4.1 CELDA TRIAXIAL.

Desde la década de los 60, para realizar el diseño de los pavimentos, se ha usado la prueba de compresión triaxial de las cargas repetidas como el aparato de pruebas básica para evaluar el modulo de resiliencia de los materiales granulares y cohesivos. Fácilmente se podrá realizar la prueba de la compresión triaxial de las cargas repetidas a comparación de la mayoría de otras alternativas, que además simula razonablemente las condiciones que se hallan en el campo.

Durante la realización de la prueba triaxial, se aplicarán los esfuerzos principales conocidos σ_1 y σ_3 al espécimen en direcciones conocidas según como se ilustra conceptualmente aquí figura 2.2:

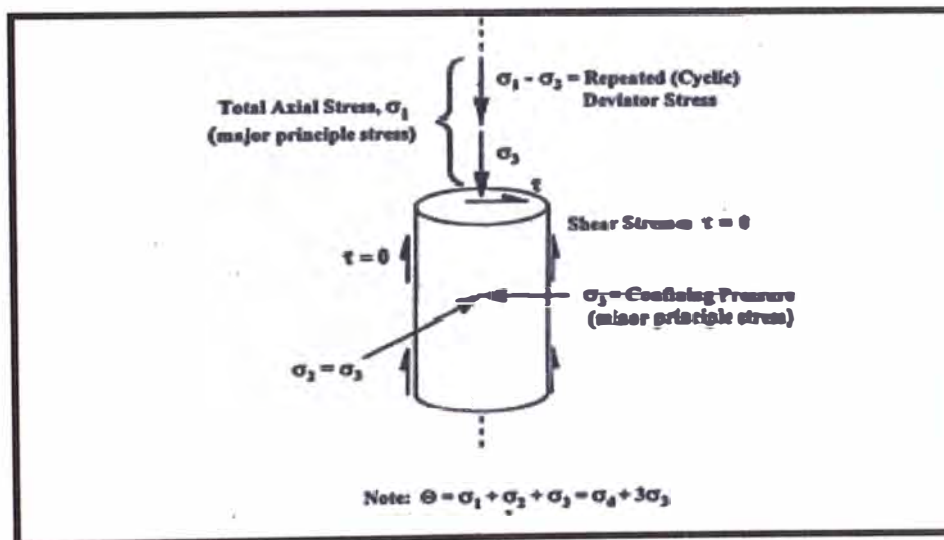


FIGURA 2.2



Las Ventajas:

La realización de la prueba triaxial brinda tres ventajas muy importantes para realizar la prueba del modulo de resiliencia:

El estado de los Esfuerzos. Como resultado de las condiciones de carga, durante la realización de la prueba, se definirán las condiciones de los esfuerzos dentro del espécimen de cualquier plano. Las condiciones de los esfuerzos aplicados son, de hecho, aquellas que ocurren cuando se aplica una carga de rueda aislada al pavimento que está directamente encima del elemento del material que se simulará durante la realización de la prueba.

El drenaje de los Especímenes: El objetivo de esta prueba permitirá el drenaje controlado simple del espécimen en las direcciones radiales y/o axiales. Durante la realización de la prueba triaxial, si se desea, se podrá simular razonablemente bien el drenaje lateral que ocurre en, por ejemplo, una base granular. También se podrán medir las presiones de los poros que están en los extremos del espécimen, o los que están dentro del espécimen.

La medición de las Deformaciones: Durante la realización de la prueba triaxial, fácilmente se podrán medir todas las deformaciones volumétricas, radiales y axiales.

Además de las ventajas anteriores, se podrán extruir y ensayar las muestras de tubo no perturbadas del Subrasante, las cuales se obtuvieron en el campo, con una cantidad mínima de preparación del espécimen. Finalmente, también se podrá emplear la celda triaxial para realizar las pruebas estáticas, la que se usó para realizar la prueba triaxial de las cargas repetidas.

Las Desventajas

La gran desventaja de la celda triaxial es la habilidad limitada de manejar (1) la rotación de los ejes del esfuerzo principal y (2) la inversión del esfuerzo de corte. Durante la realización de esta prueba, sólo se podrá realizar una rotación ortogonal fija de los ejes del esfuerzo principal. Ambas limitaciones de la prueba actúan cuando una carga de una rueda pasa a través del pavimento. Además, durante la realización de la prueba triaxial, no se podrá controlar el esfuerzo

principal intermedio aplicado a un espécimen. Se deberá realizar una calibración cuidadosa de los equipos, lo cual es crítico cuando se realiza la medición de la deformación aplicada que está fuera de la celda.

2.4.2 DISPOSITIVO DE CORTE SIMPLE.

Durante la realización de la prueba de corte simple, se aplicará el esfuerzo de corte a la parte superior e inferior del espécimen que tenga forma de disco o bloque cuadrado, según como se ilustra conceptualmente aquí figura 2.3:

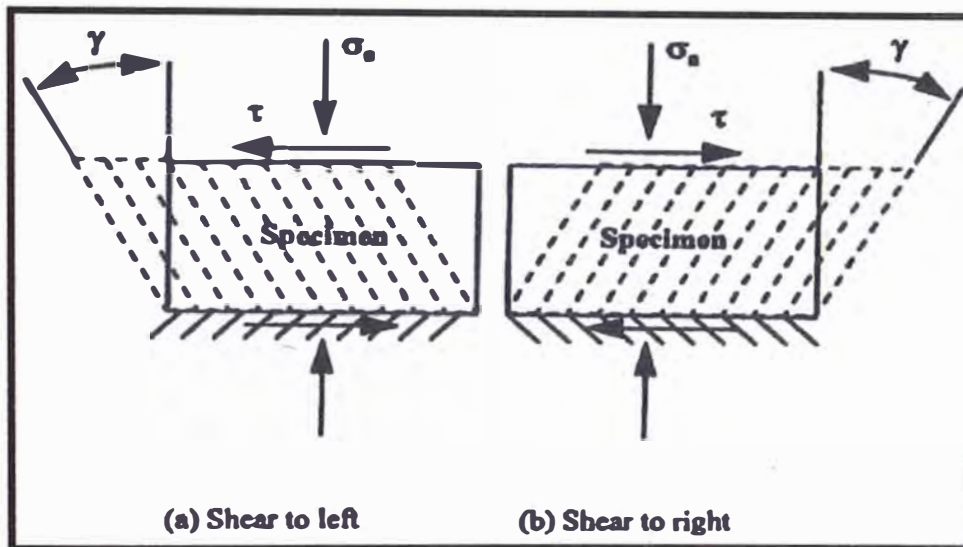


FIGURA 2.3

Durante la realización de la prueba de corte simple de las cargas repetidas, se aplicará alternativamente el esfuerzo de corte en cada dirección. Esta condición de carga producirá una rotación fija del eje del esfuerzo principal de 0 a 90 grados y la inversión acompañante del esfuerzo de corte. Ya que la inversión del esfuerzo de corte ocurre en el campo, la prueba de corte simple es más elástico que la prueba de las cargas repetidas con respecto a la deformación permanente. Durante la realización de la prueba de corte simple, no se reproducirán fielmente la trayectoria de los esfuerzos que ocurren en el campo, de la aplicación de la carga de una rueda móvil. Se podrá usar la prueba de corte simple para estudiar los efectos generales de la rotación del eje del esfuerzo principal y la inversión del esfuerzo de corte.

Por mucho tiempo, se ha usado la prueba de corte simple de forma limitada, pero debido a las desventajas inherentes, no logró ser bien recibido para realizar las



pruebas de las cargas repetidas, cíclicas o estáticas. La prueba de corte simple sí ofrece una alternativa atractiva para evaluar la deformación permanente bajo más condiciones realistas de la inversión de los esfuerzos a comparación de la prueba triaxial de las cargas repetidas. Sin embargo, no se considera que esta prueba sea apta para realizar las pruebas rutinarias del modulo de resiliencia de los materiales de los pavimentos.

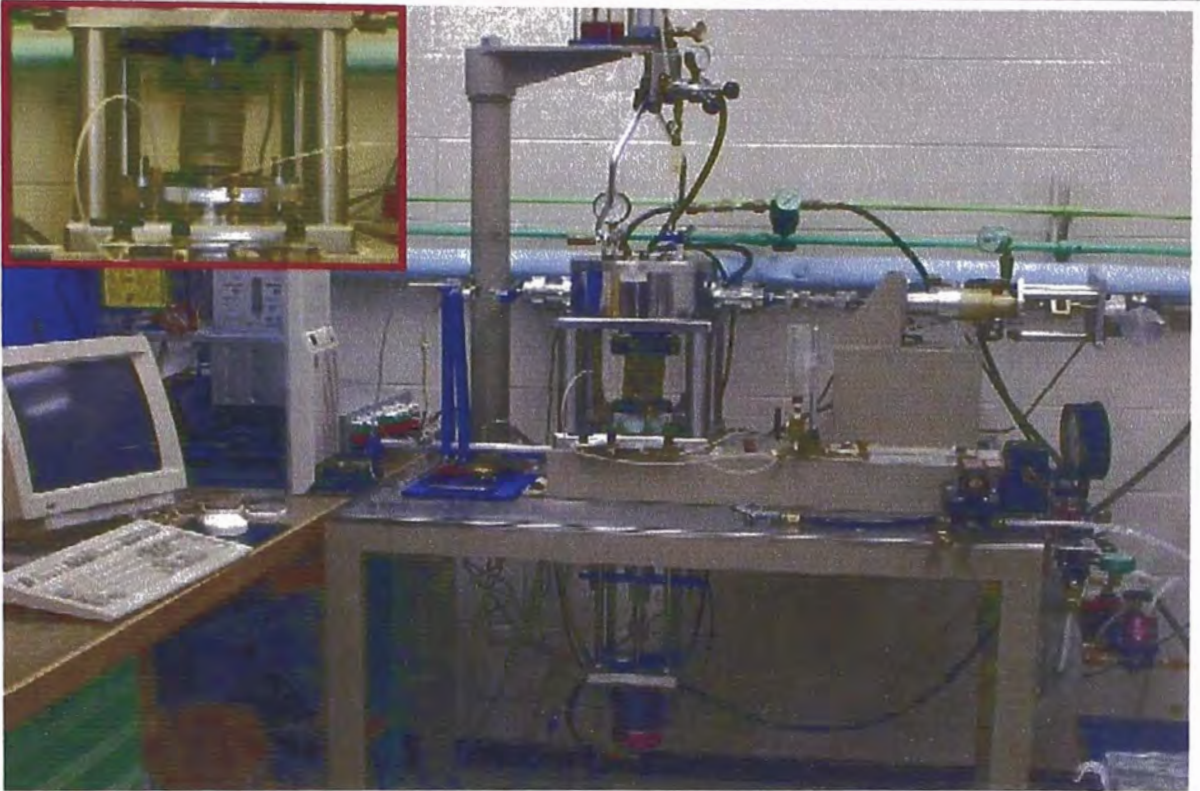
Las Ventajas

Conceptualmente, fácilmente se podrá realizar la prueba de corte simple. La prueba también ofrece una alternativa atractiva lo cual evalúa las deformaciones permanentes bajo las condiciones más realistas de la inversión de los esfuerzos a comparación de la prueba triaxial de las cargas repetidas.

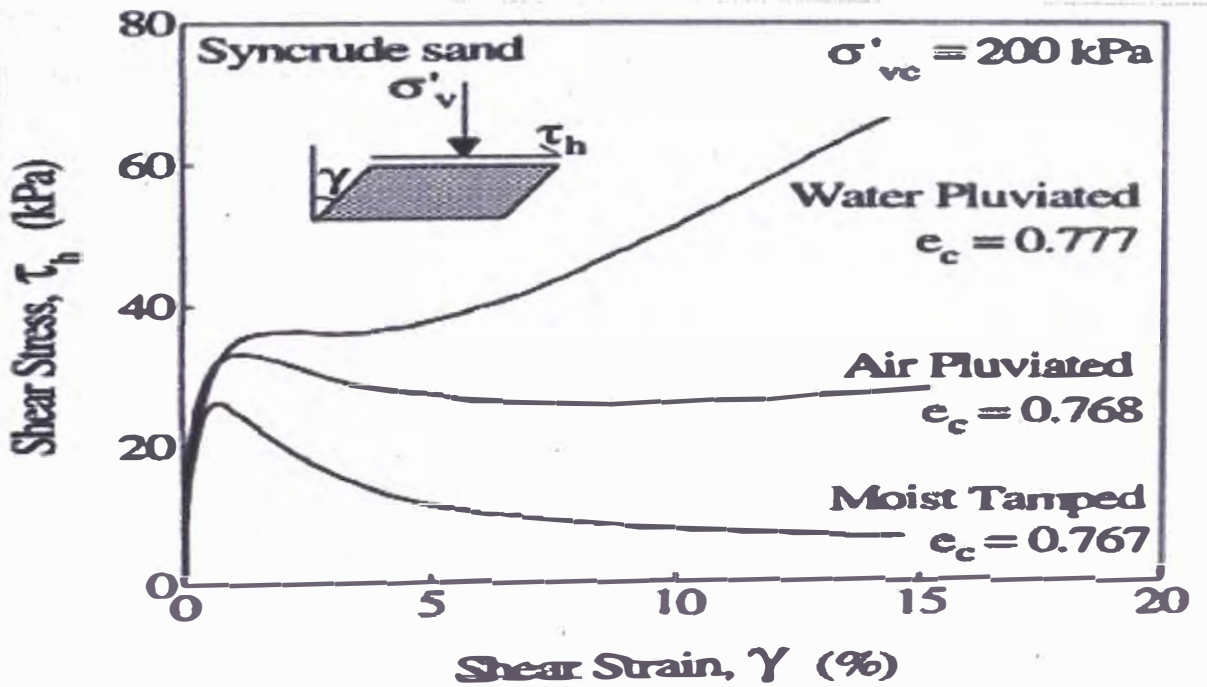
Las Desventajas

En la práctica, la aplicación de una distribución uniforme de los esfuerzos de corte por encima del espécimen y la inducción de la deformación uniforme ha causado muchos problemas frecuentemente.

No es fácil evaluar el estado complejo de los esfuerzos a lo cual se somete el espécimen.



ENSAYO DE CORTE SIMPLE
FIGURA 2.3



RELACION DE ESFUERZO Y DEFORMACION POR CORTE
FIGURA 2.4



2.4.3 APARATO TORSIONAL / COLUMNA RESONANTE.

La prueba de corte torsional somete el espécimen cilíndrico a una carga cíclica de esfuerzos torsionales según como se ilustra conceptualmente en la figura 2.5. Se considera que la parte inferior del espécimen está fijo mientras que la parte superior del espécimen está conectado a un sistema impulsor que genera movimiento torsional. Durante la realización de la prueba de corte torsional, la frecuencia de las cargas generalmente es menor a 10 Hz. El ciclo de histéresis de la deformación de corte y del esfuerzo de corte determinará el modulo. Se podrá usar la prueba de corte torsional para determinar las deformaciones de corte de los módulos hasta 10-3 pulg/pulg. El nivel de las deformaciones aplicadas debajo de un pavimento es más pequeño en el subrasante que en la base. Por lo tanto, la prueba está apta para ensayar los suelos de la subrasante.

La prueba de la columna resonante, lo cual es un poco similar a la prueba de corte torsional, somete el espécimen a las deformaciones axiales cíclicas que son considerablemente más pequeñas a comparación si son aplicadas por las cargas de ruedas pesadas que están cerca a la superficie. De este modo, la prueba de la columna resonante no está apta para ensayar los materiales de las carreteras salvo si se aplican las correcciones empíricas del nivel de deformaciones a los módulos que fueron medidos.

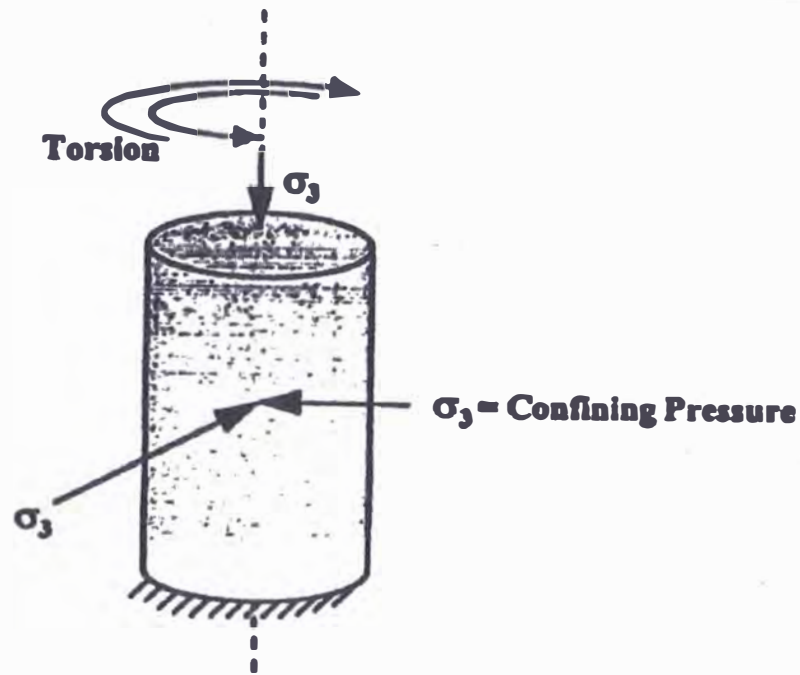


FIGURA 3.5

Las Ventajas

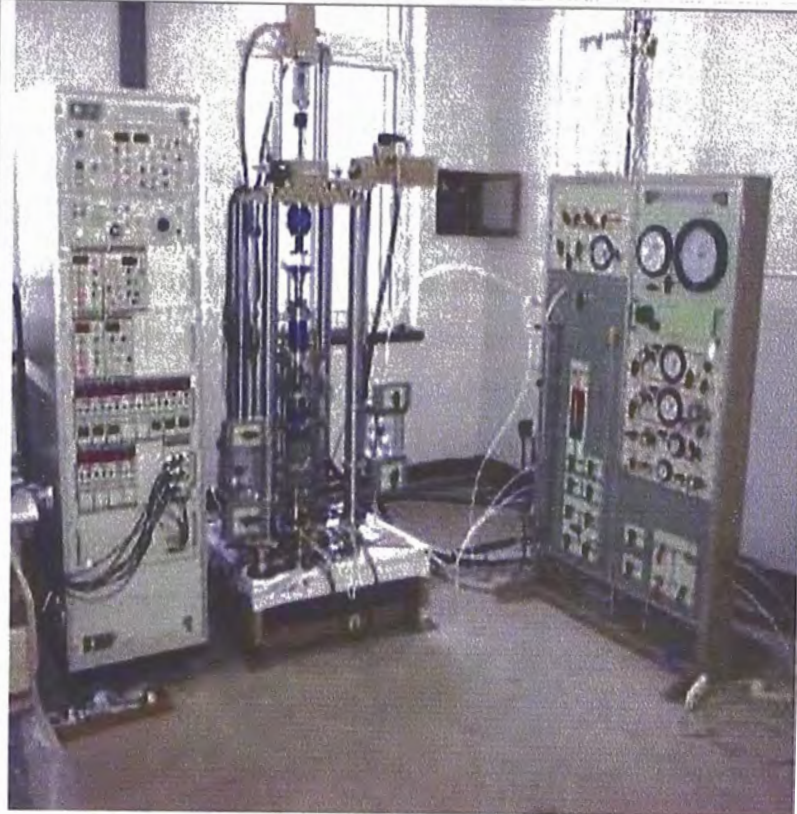
Fácilmente se podrá realizar la prueba y se podrá calibrar el aparato de corte torsional.

Las Desventajas

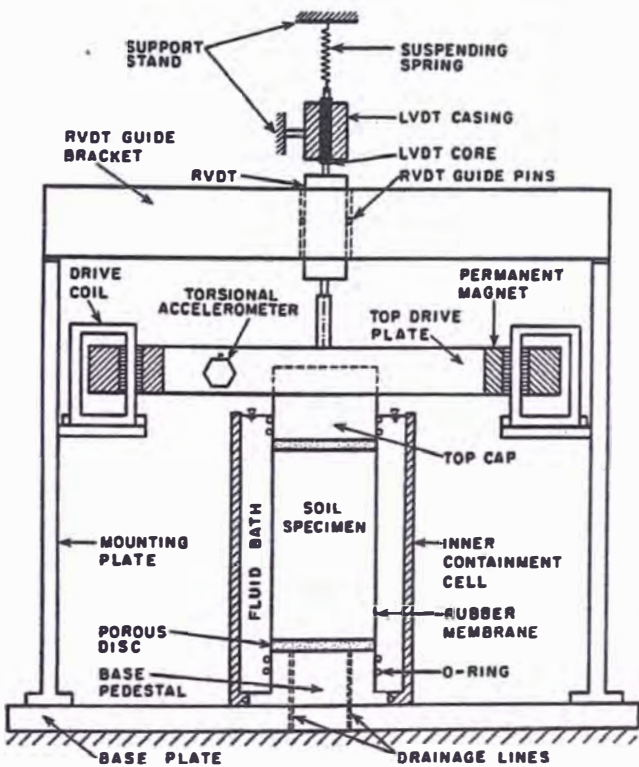
Con respecto a las secciones de los pavimentos que están moderadamente espesos y/o los materiales débiles, las deformaciones de corte, que se desarrollaron bajo las cargas típicas de las ruedas pesadas, podrán ser mayores que la capacidad del aparato de prueba. La condición de drenaje del espécimen no está bien definida así como en la prueba triaxial.



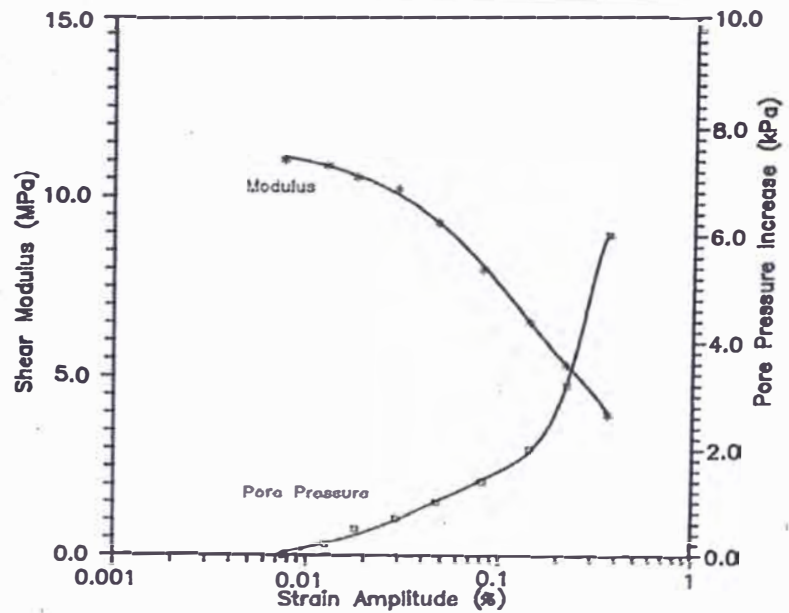
ENSAYO DE COLUMNA
RESONANTE
FIGURA 2.5



ENSAYO DE CORTE TORSIONAL
FIGURA 2.6



ESQUEMA DE COLUMNA
RESONANTE
FIGURA 2.7

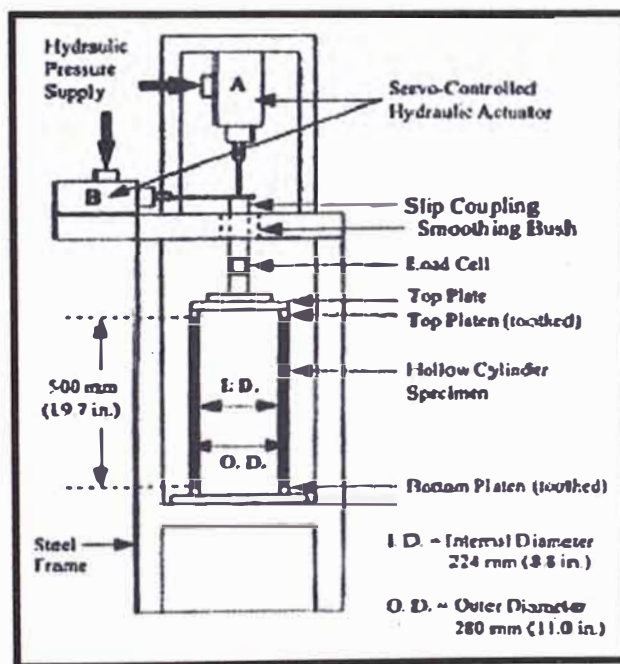


VALORES DE MODULO DE CORTE Y
PRESION DE POROS SEGÚN LA
DEFORMACION

FIGURA 2.8

2.4.4 CILINDRO HUECO.

La prueba del cilindro hueco puede simular más las condiciones complejas de los esfuerzos, incluyendo la rotación del eje del esfuerzo principal, a lo cual se someten los materiales del pavimento a comparación de la prueba triaxial o la prueba de corte simple. Mediante la realización de esta prueba, se usará un espécimen cilíndrico hueco que tenga paredes moderadamente espesas según como se muestra en la figura 2.9. Debido al espesor limitado de la pared, el tamaño de partícula del material está limitado a un tamaño de arena gruesa. Se encerrará la parte interna y externa del espécimen en una membrana. Aparte de variar el esfuerzo torsional y axial, se podrá variar la presión de la parte interna del cilindro hueco con respecto a la presión externa de la celda, de tal modo que cambie el esfuerzo tangencial dentro del espécimen.



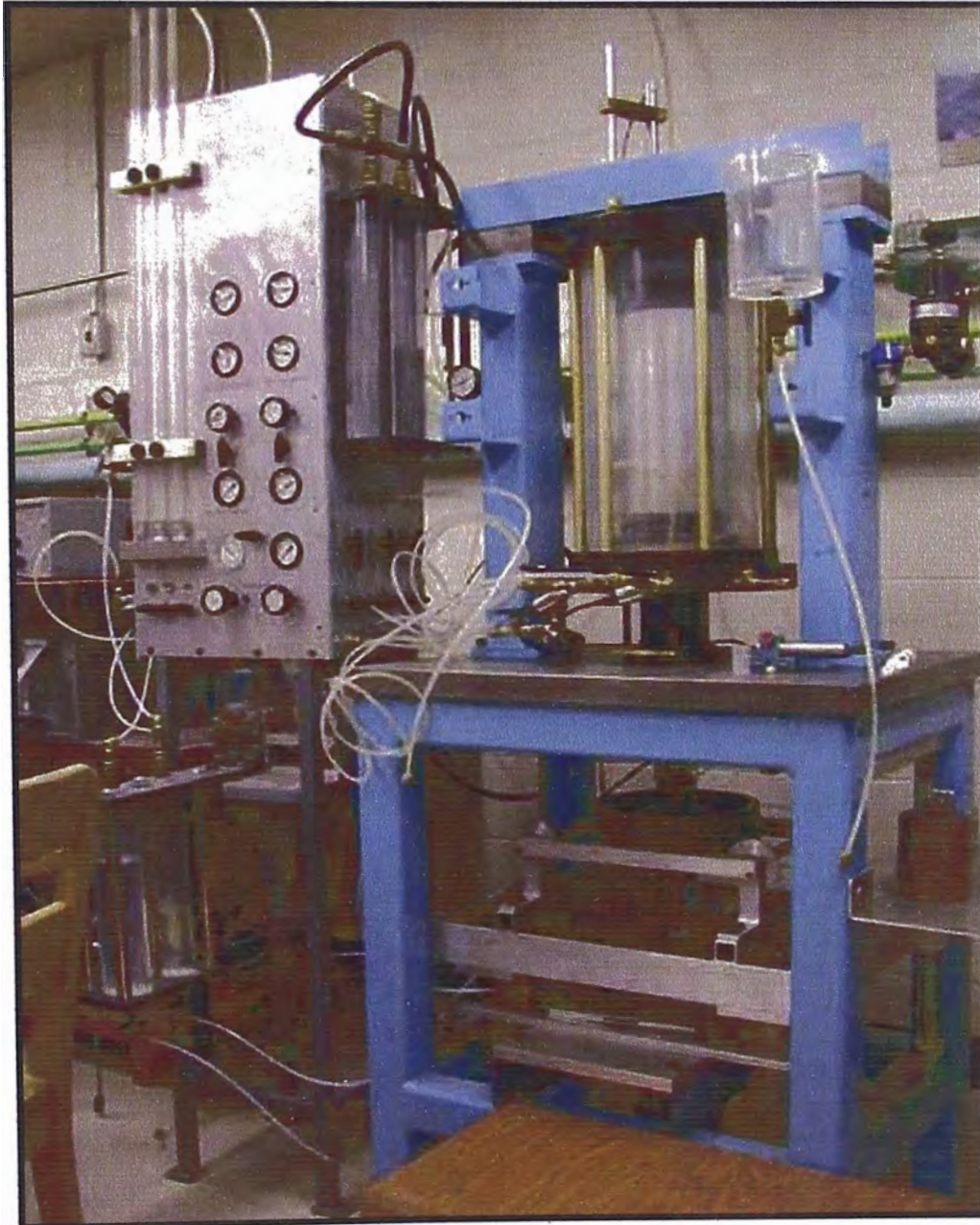
ESQUEMA CILINDRO HUECO
FIGURA 2.9

Las Ventajas

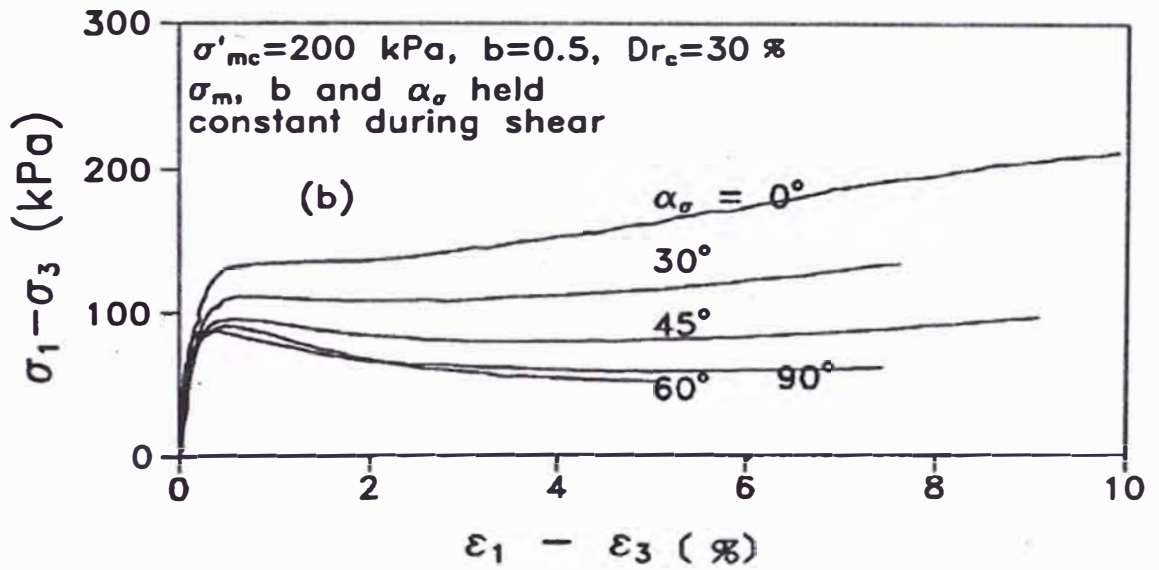
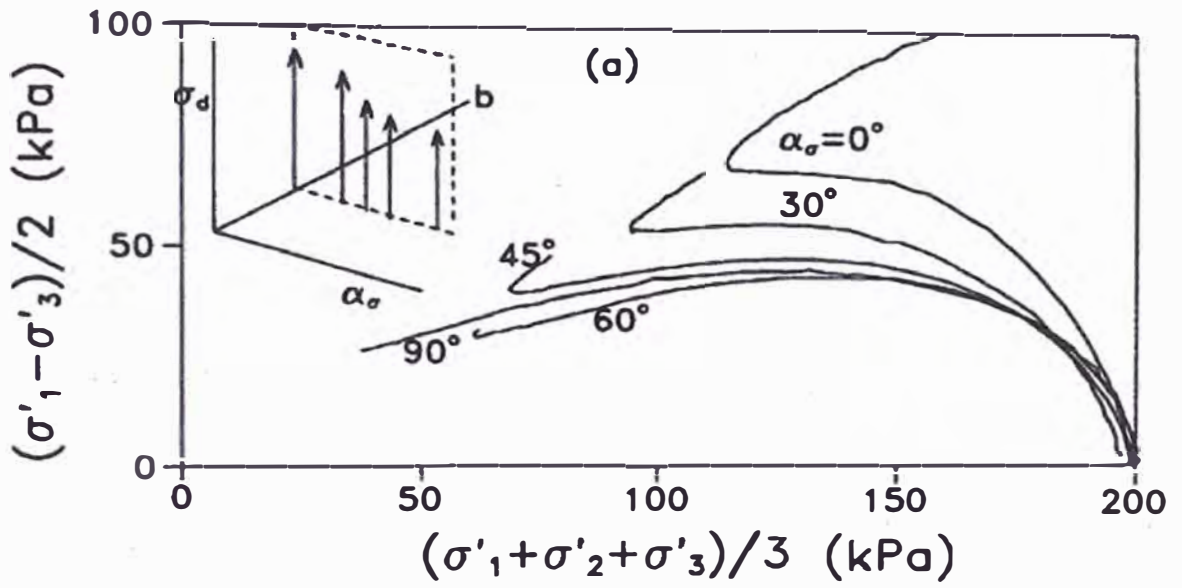
La realización de la prueba del cilindro hueco, debido a su gran flexibilidad de aplicar diferentes trayectorias de esfuerzo, brinda una herramienta valiosa para investigar a fondo la caracterización del material de los pavimentos. Parece que el aparato del cilindro hueco está particularmente apto para investigar la deformación permanente bajo los estados de esfuerzo que simulan las cargas móviles de la rueda.

Las Desventajas

Debido a que se requiere un aparato de prueba complicado, una instrumentación extensiva y una preparación complicada del espécimen, el cilindro hueco no estará apto para realizar las pruebas rutinarias del modulo de resiliencia.



**ENSAYO DE CILINDRO HUECO
FIGURA 2.10**



Effective stress path and deviator stress - strain response at $b = 0.5$ for Fraser River sand.

RESULTADOS TÍPICOS DE CILINDRO
HUECO TORSIONAL
FIGURA 2.11



2.5 MODELO DE RESPUESTA RESILIENTE SEGÚN LA CARACTERISTICA DEL MATERIAL.

La caracterización de los materiales de los pavimentos generalmente incluye el modulo de resiliencia. El modulo de resiliencia de una base y/o subbase (los materiales granulares sueltos), y un subrasante (los suelos de grano fino) dependen del estado de los esfuerzos que existe dentro de la sección de los pavimentos. Durante los años, se han desarrollado varios modelos que combinan las características del material y los esfuerzos aplicados los cuales describen el comportamiento no lineal de la deformación–esfuerzo de los suelos y los materiales granulares bajo las cargas del tráfico.

2.5.1 MATERIALES GRANULARES

2.5.1.1 MODELO K - θ .

Con referencia a Hicks y Monismith (1971), el modelo K- θ ha sido el modelo más común que caracterizar la respuesta de resiliencia de los agregados sueltos de las bases granulares. Se tendrá como el modulo de resiliencia (MR) a continuación:

$$M_R = K_1 \theta^{K_2} \quad [\text{EC. 2}]$$

donde $\theta = \sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3 =$ el esfuerzo de volumen, y K_1 y K_2 serán los constantes de la regresión de los materiales que se obtuvieron al realizar las pruebas triaxiales de las cargas repetidas con los materiales granulares.

Desde los fines de los años 60, el modelo K- θ se ha convertido en la relación cardinal entre el modulo y los estados de los esfuerzos de la mayoría de trabajos grandes de investigación y de grandes laboratorios que se realizaban con respecto a los agregados sueltos. Generalmente, se dibujará el grafico característico del modulo, lo cual varia con el esfuerzo de volumen, a una escala logarítmica y será representado por una línea recta. Se usará frecuentemente el modelo K- θ (theta) para caracterizar el



comportamiento no lineal dependiente de los esfuerzos. De hecho, la Guía AASHTO de 1986 recomendó que se emplea el “modelo theta”. La Figura 2.12 es la relación $M_R - \theta$ de una grava arenosa [AASHTO A-1-a (0)].

Rada y Witczak (1981) resumieron los datos típicos de los propiedad de resiliencia de los materiales granulares. La Tabla 3.1 muestra sus descubrimientos. Fijase que mientras aumenta K_1 , K_2 disminuye. La Figura 2.13 ($K_1 = K$, $K_2 = n$) muestra la relación “ $K_1 - K_2$ ” que fue planteada por Rada y Witczak. Los materiales granulares de alta calidad muestran más grandes K_1 y más pequeños K_2 . La Tabla 2.2 (de la Tabla 2, $k_1 = K_1$ y $k_2 = K_2$) muestra los valores típicos sugeridos de K_1 y K_2 que se presentaron en la Guía AASHTO (1986). Fijase que se consideró el efecto de humedad.

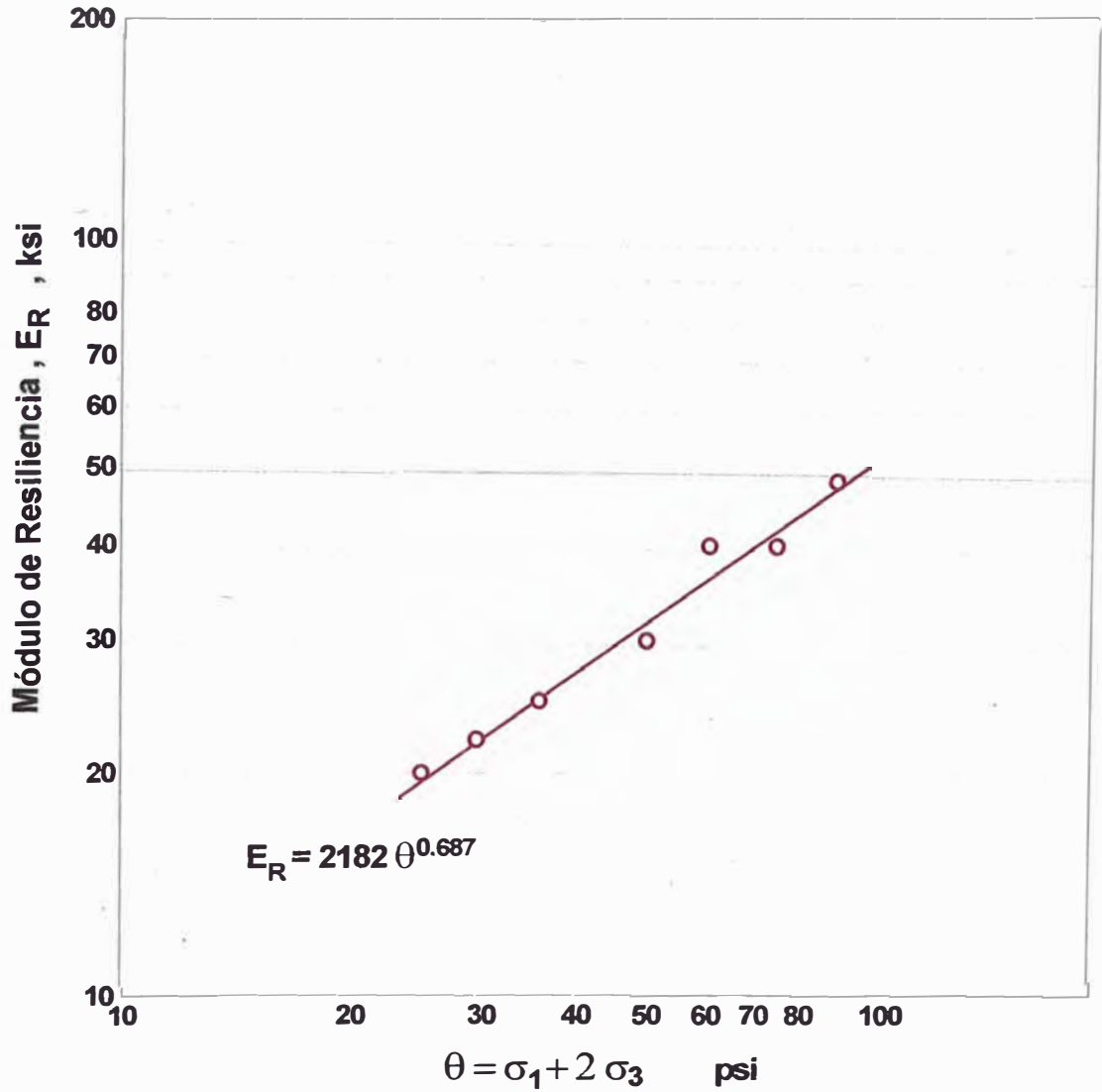
Elliott y Thompson (1985) demostraron que para una gama de materiales granulares ($K_1 = 9000$ psi, $K_2 = 0.33$; $K_1 = 4000$ psi, $K_2 = 0.5$), el efecto máximo de las respuestas estructurales calculadas del ILLI-PAVE (las deflexiones, los esfuerzos del subrasante y la deformación radial del concreto asfáltico) es cerca al 10%. Sus análisis de los resultados de deflexión de la Prueba de Caminos AASHO circuito 4 también señaló que la naturaleza de los materiales granulares (la base de las piedras trituradas / las subbase de la grava arenosa) no era un factor significativo. No obstante, el espesor combinado de las capas de la subbase y la base sí era un factor significativo.

El modelo $K-\theta$ es simple, pero descuida el efecto importante que el esfuerzo de corte que tiene sobre el modulo de resiliencia (May y Witczak, 1981; Uzan, 1985). Semejantemente, Brown y Pappin (1981) también observaron que el modelo $K-\theta$ sólo podrá representar una gama muy limitada de las sendas de esfuerzo y de este modo es probable que produzca resultados erróneos. La Figura 2.14 compara los módulos de resiliencia medidos con aquellos previstos usando el modelo de un agregado de relación baja de vacíos (Uzan, 1985). La discrepancia entre los valores previstos y los valores medidos de los módulos se debe mayormente a que cuando se emplea el modelo $K-\theta$, para calcular la respuesta, se omitirá el efecto del esfuerzo de corte y los efectos de la deformación de corte. El modelo $K-\theta$ no

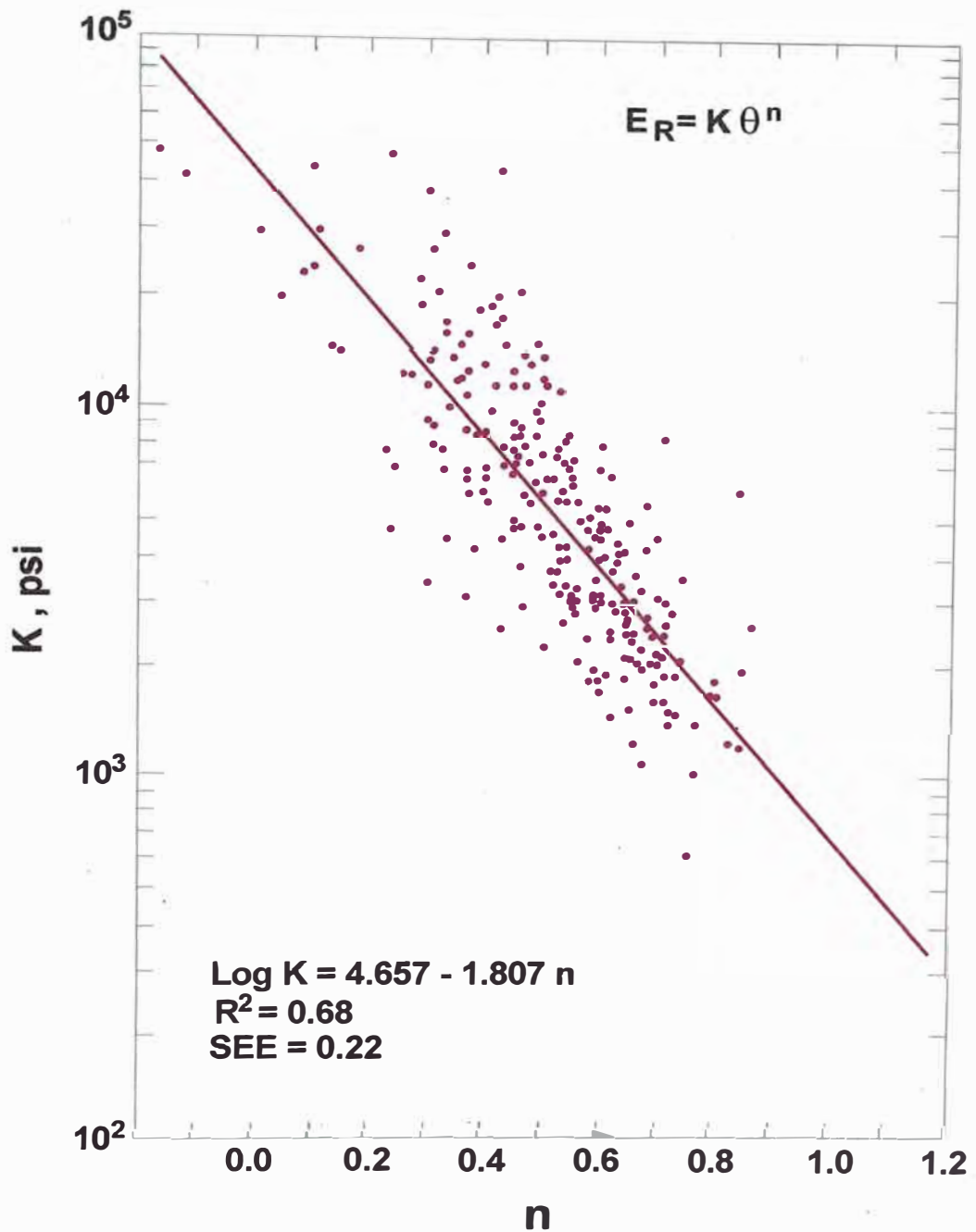


describe el comportamiento descendiente del modulo de resiliencia con la deformación axial.

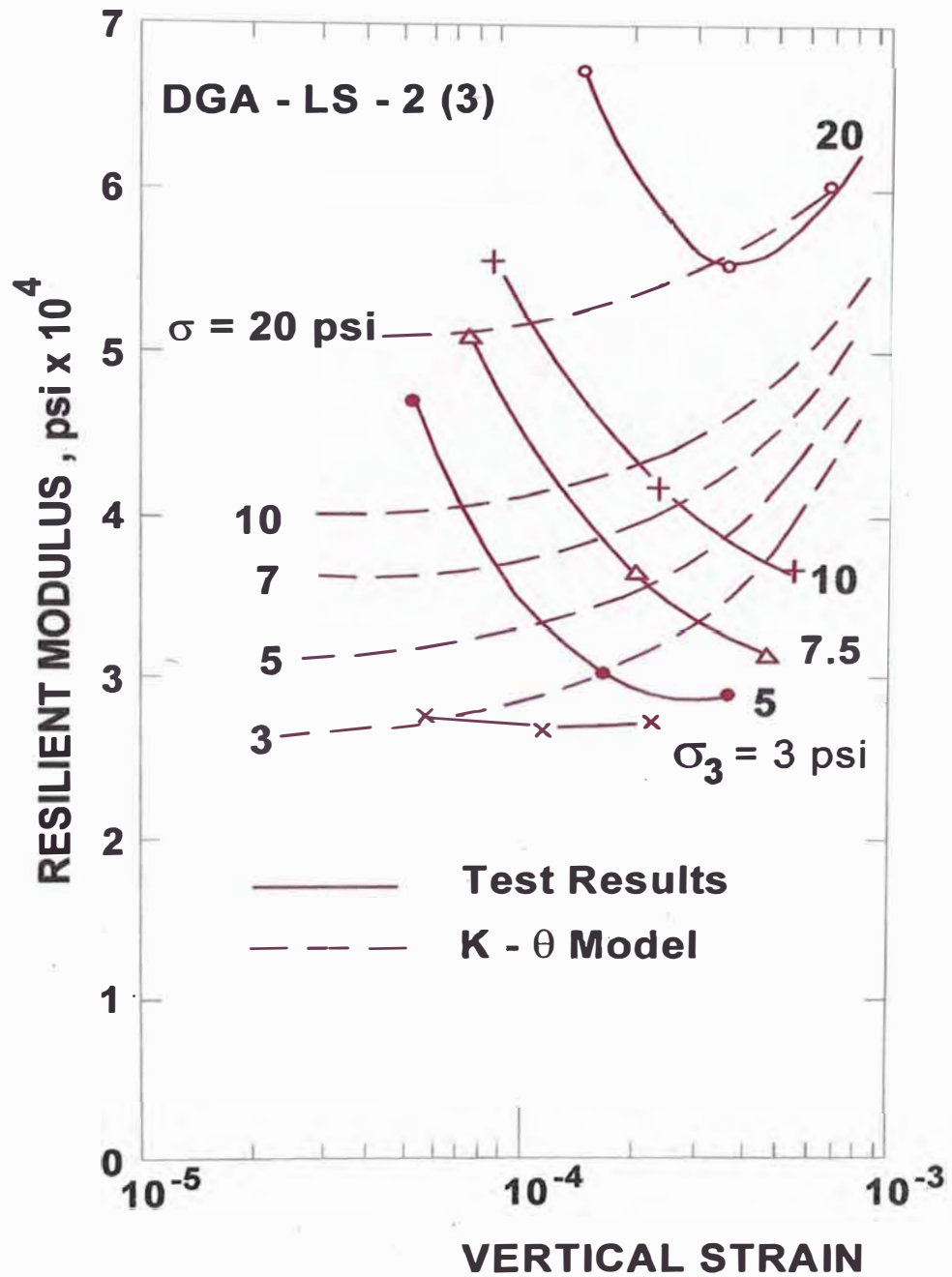
Según los experimentos realizados por Hicks (1970), la Figura 2.15 muestra los módulos de resiliencia de un agregado seco triturado parcialmente, trazados con la deformación vertical. El comportamiento descendiente de los módulos –tal vez el más obvio durante la realización de la prueba a un esfuerzo confinado de 20 psi- que también se muestra en la Figura 2.14, normalmente corresponde a aquellos estados de esfuerzo donde los esfuerzos desviadores del espécimen son actualmente menores que las presiones confinadas. En otras palabras, actualmente se aplicarán las relaciones del esfuerzo principal, (σ_1/σ_3) , menores a 2, al espécimen de prueba de agregados sueltos. No obstante, dichos estados de esfuerzo tal vez no existan en el campo debido al comportamiento dilatativo observado de las bases granulares que ocurren debajo de las cargas de la rueda. Por lo tanto, un modelo de caracterización realista de los materiales granulares tal vez no tome en cuenta el comportamiento descendiente, pero a la vez pronostique los módulos que aumentan constantemente, según como se muestra en la Figura 2.15, los cuales ocurren con los esfuerzos desviadores que generalmente son más altos que las presiones confinadas.



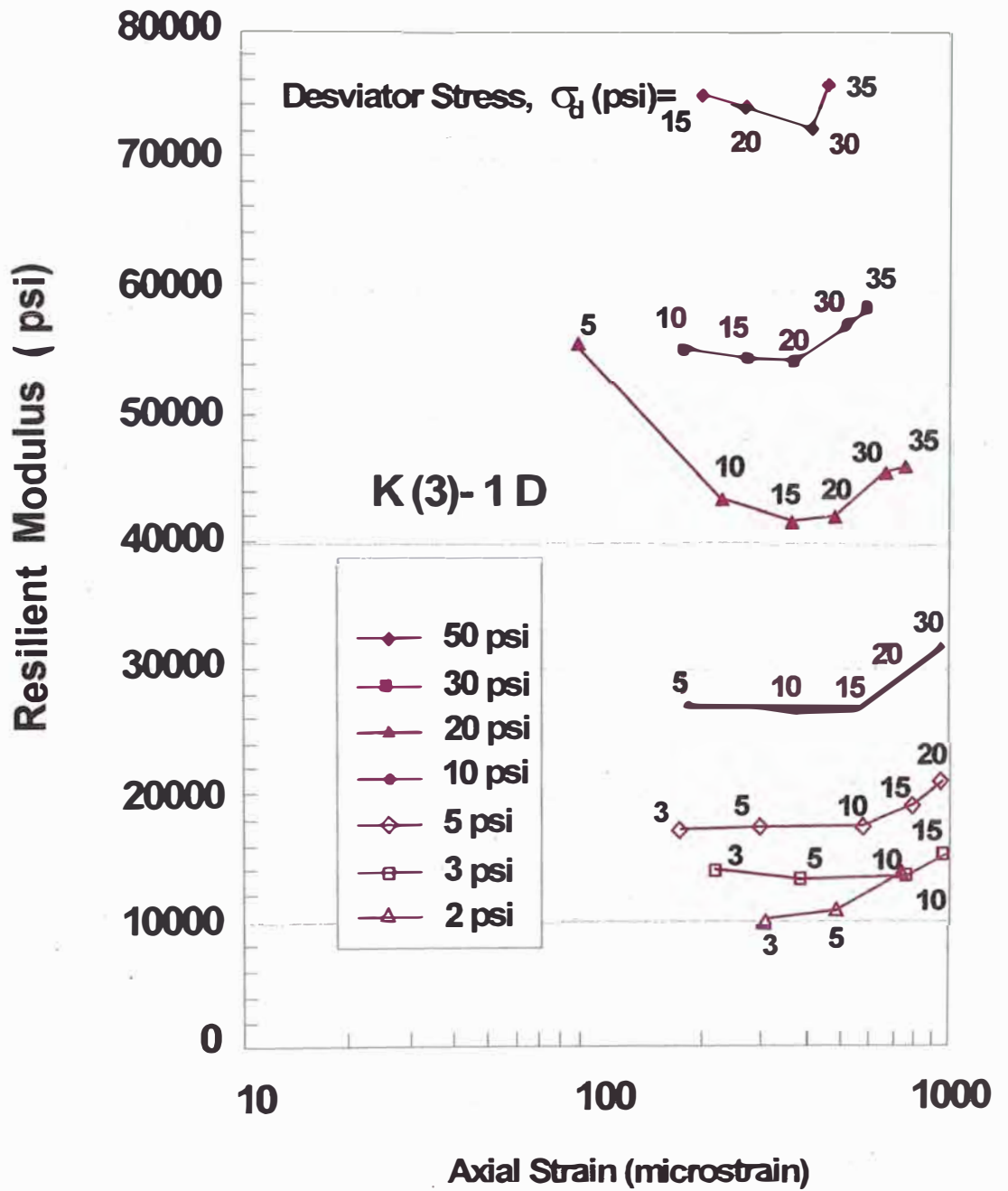
RELACION DEL MODULO RESILIENTE – VOLUMEN DE ESFUERZOS
PARA UNA GRAVA ARENOSA.
FIGURA 2.12



RELACION ENTRE LOS VALORES K_1 (K) Y K_2 (n) PARA MATERIALES GRANULARES. (IDENTIFICADO POR RADA Y WITCZAK, 1981)
FIGURA 2.13



COMPARACIÓN, USANDO RESULTADOS DE ENSAYOS Y EL MODELO PREDICTIVO K- θ PARA UN AGREGADO DE GRADO DENSO AFTER UZAN, 1985
FIGURA 2.14



MODULO DE RESILIENCIA EXPERIMENTAL PARA UN AGREGADO SUELTO DE BASE PARCIALMENTE SECO (Hicks, 1970)
FIGURA 2.15



Granular Material type	No. De datos	K* (psi)		n*	
		Mean	Standard Deviation	Mean	Standard Deviation
Silty Sands	8	1620.00	780	0.62	0.13
Sand-Gravel	37	4480.00	4300	0.53	0.17
Sand-Aggregate Blends	78	4350.00	2630	0.59	0.13
Crushed Stone	115	7210.00	7490	0.45	0.23

$$E_R = K\theta^n \quad \text{donde :}$$

E_R = modulo de resiliencia , (psi)

K , n = factores experimentales derivados de los registros de ensayos carga triaxial repetida

PROPIEDADES RESILIENTES TIPICAS DE REGISTRO (Rada and Witczak, 1981)
TABLA 2. 1

(a) Base

Moisture condition	k_1^*	k_2^*
Dry	6000 - 10000	0.5 - 0.7
Damp	4000 - 6000	0.5 - 0.7
Wet	2000 - 4000	0.5 - 0.7

(b) Subbase

Moisture condition	k_1^*	k_2^*
Dry	6000 - 8000	0.4 - 0.6
Damp	4000 - 6000	0.4 - 0.6
Wet	1500 - 4000	0.4 - 0.6

El rango entre K_1 y K_2 es una función de la calidad de los materiales

VALORES TIPICOS DE K1 Y K2 PARA UNA BASE SUELTA Y MATERIALES DE SUBBASE (GUIA AASHTO, 1986)
TABLA 2. 2



2.5.1.2 LOS MODELOS DE LOS MODULOS DE CORTE DE VOLUMEN.

Boyce (1976) realizó una serie de pruebas triaxiales de cargas repetidas empleando las muestras de una piedra caliza triturada bien graduada. Se descubrió que la deformación de resiliencia era influenciada por: (1) el esfuerzo normal medio p , y además (2) la relación del esfuerzo desviador al esfuerzo normal. Se desarrolló un modelo del comportamiento de resiliencia en términos del modulo secante de volumen (K) y el modulo de corte secante (G), los cuales actuarán en función de los nivel de esfuerzos. Se realizó la teoría de contactar las esferas elásticas para remontar el origen de la no linealidad del modelo a la naturaleza de las partículas de los materiales. Boyce (1980) desarrolló las siguientes ecuaciones del comportamiento incremental de la deformación-esfuerzo con una dependencia de poder de ambos módulos sobre el esfuerzo medio isotrópico:

$$K = \frac{K_i p^{(1-\mu)}}{1 - \beta \left(\frac{q}{p} \right)^2} \quad [\text{EC. 3}]$$

$$G = G_i p^{(1-\mu)} \quad [\text{EC. 4}]$$

donde K_i y G_i serán los valores iniciales de los módulos de corte y los módulos de volumen respectivamente, μ será el constante de modelo menor a 1, $\beta = (1-\mu) K_i / (6G_i)$, y q será el esfuerzo desviador.

Las Ecuaciones 3 y 4, también conocidos como el modelo K-G, cumplen el teorema de reciprocidad de Maxwell. El teorema implica que los derivativos parciales de segunda orden del funcionamiento potencial de los esfuerzos son independientes de la orden de diferenciación con respecto a los componentes del esfuerzo desviador y volumétrico. Alternativamente, las deformaciones invariables (las deformaciones desviadoras y volumétricas) están relacionadas al esfuerzo normal medio p y al esfuerzo desviador q mediante las siguientes expresiones:



$$\varepsilon_v = \left(\frac{1}{K_i} \right) p^\mu \left[1 - \beta \left(\frac{q}{p} \right)^2 \right] \quad [\text{EC.5}]$$

$$\varepsilon_q = \left(\frac{1}{3G_i} \right) p^\mu \left(\frac{q}{p} \right) \quad [\text{EC.6}]$$

donde previamente se han definido todos los términos.

Cuando se realizaba el pronóstico del modulo de resiliencia de los materiales granulares, al sólo usar los tres parámetros, es decir, μ , K_i y G_i , se descubrió que el modelo K-G (Boyce, 1980) encontró buenas correlaciones con las deformaciones medidas. El exponente “ μ ” es la medición de la no linealidad de la elasticidad, lo cual incluye el fenómeno de “la dilatación elástica” vía los términos de acoplamiento (p y q) de la descripción tangencial del modelo.

2.5.1.3 EL MODELO DE CONTORNO.

Brown y Pappin (1981) ampliaron el modelo de tres parámetros de Boyce (1980) al modelo de contorno de cinco parámetros añadiendo una dependencia de trayectoria de esfuerzos en la formulación. Se descubrió que la longitud de la trayectoria de los esfuerzos, influenciaba las deformaciones de corte y las deformaciones volumétricas. Se empleó un aparato espacial triaxial para ensayar los materiales granulares empleando diferentes trayectorias de esfuerzo realistas, aunque las presiones confinadas y axiales variaron independientemente. La Figura 2.16 muestra los contornos normalizados volumétricos y los contornos normalizados de la deformación de corte tramados en el espacio de esfuerzos q - p de Cambridge donde $p = (\sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3)/3$ y $q = (\sigma_1 - \sigma_3)$. El modelo de contorno usará las siguientes ecuaciones para pronosticar las deformaciones volumétricas y las deformaciones de corte:



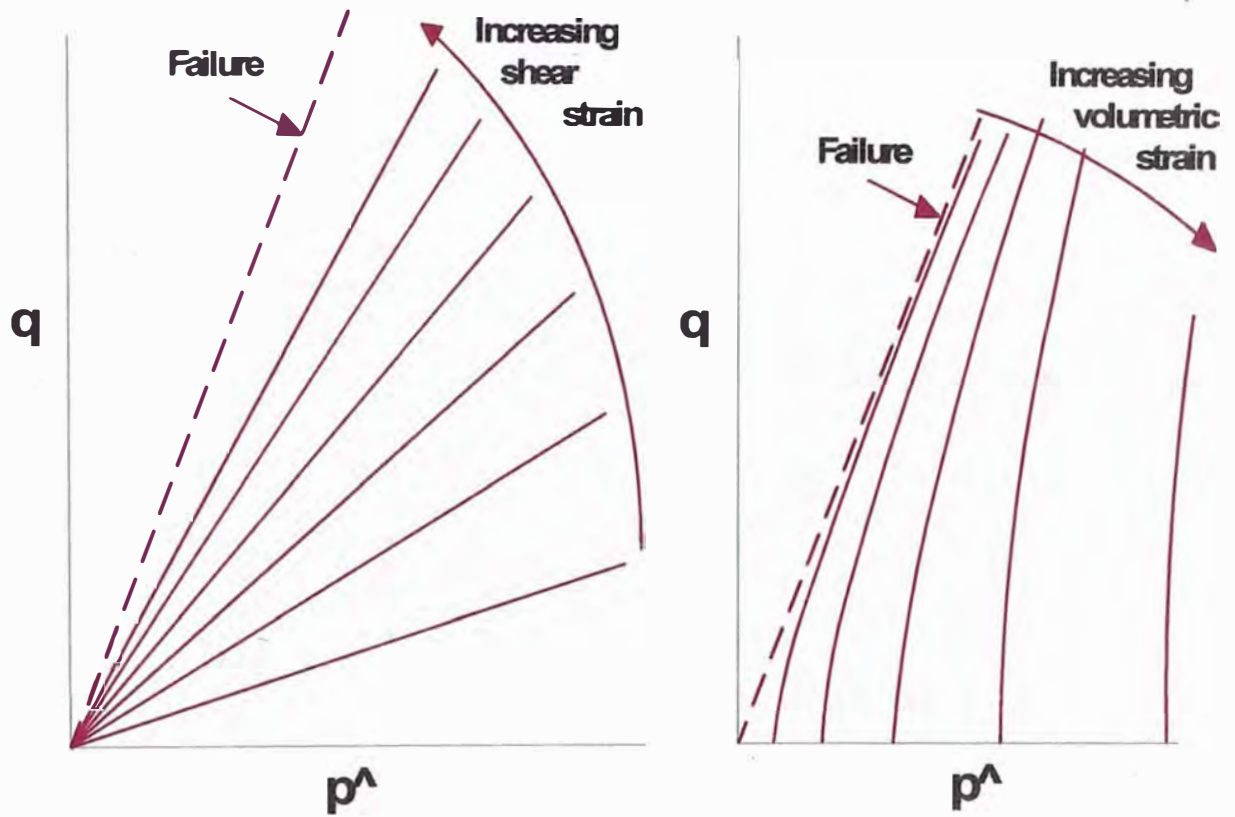
$$\varepsilon_v = \frac{1}{K_i} \left(\frac{p}{p_0} \right)^{\mu-1} \left[1 - \beta \left(\frac{q}{p_0} \right)^2 \right] p \quad [\text{EC.7}]$$

$$\varepsilon_q = \frac{1}{3G_i} \left(\frac{p}{p_0} \right)^{K-1} q \quad [\text{EC.8}]$$

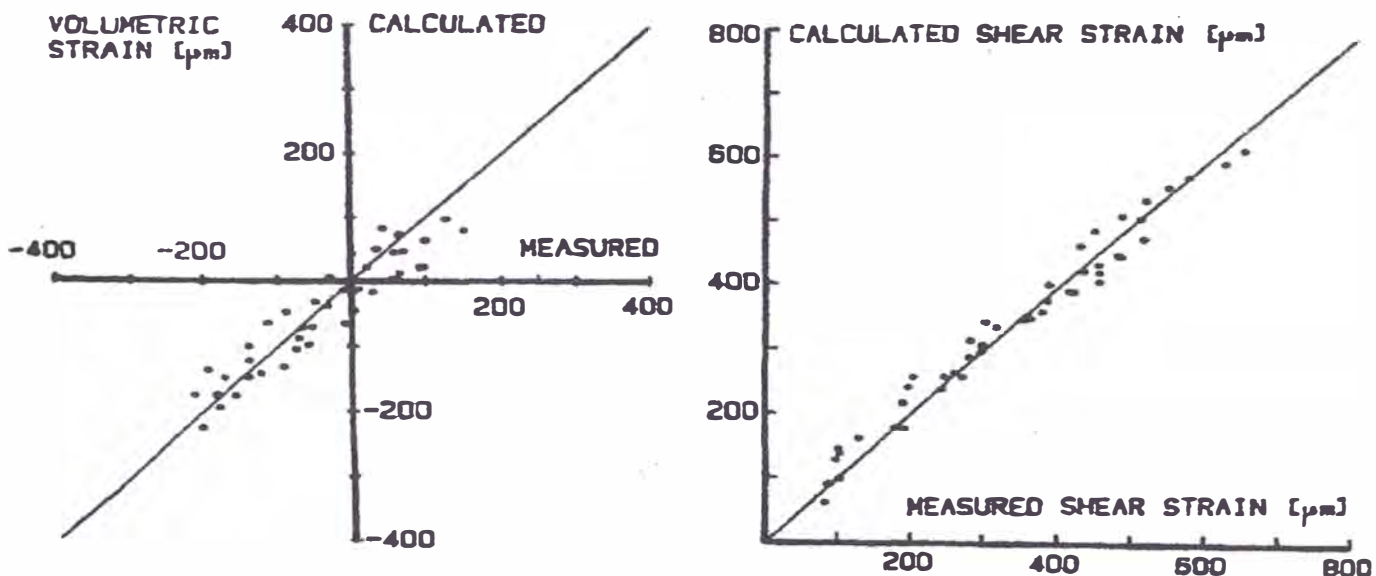
$$\Delta\varepsilon_q = \frac{1}{3G_i} \left[\left(\frac{p_2}{p_0} \right)^K \frac{q_2}{p_2} - \left(\frac{p_1}{p_0} \right)^K \frac{q_1}{p_1} \right] \ell^r \quad [\text{EC.9}]$$

donde K y r serán los constantes estadísticos del material, p_0 será la presión de referencia, y $\ell = (\Delta p^2 + \Delta q^2)^{1/2}$ será la longitud de la trayectoria entre el estado de esfuerzo 1 y el estado de esfuerzo 2. Las ecuaciones 8 y 9, por lo tanto, incorporarán los nuevos parámetros K y r, los cuales establecerán la mejora del modelo de contorno por encima del modelo K-G de Boyce, en la formulación. Se empleará la Ecuación 9 para calcular la dependencia de la trayectoria de la deformación de corte ε_q entre los dos estados de deformación y esfuerzo: $\Delta\varepsilon_q = \varepsilon_{q2} - \varepsilon_{q1}$.

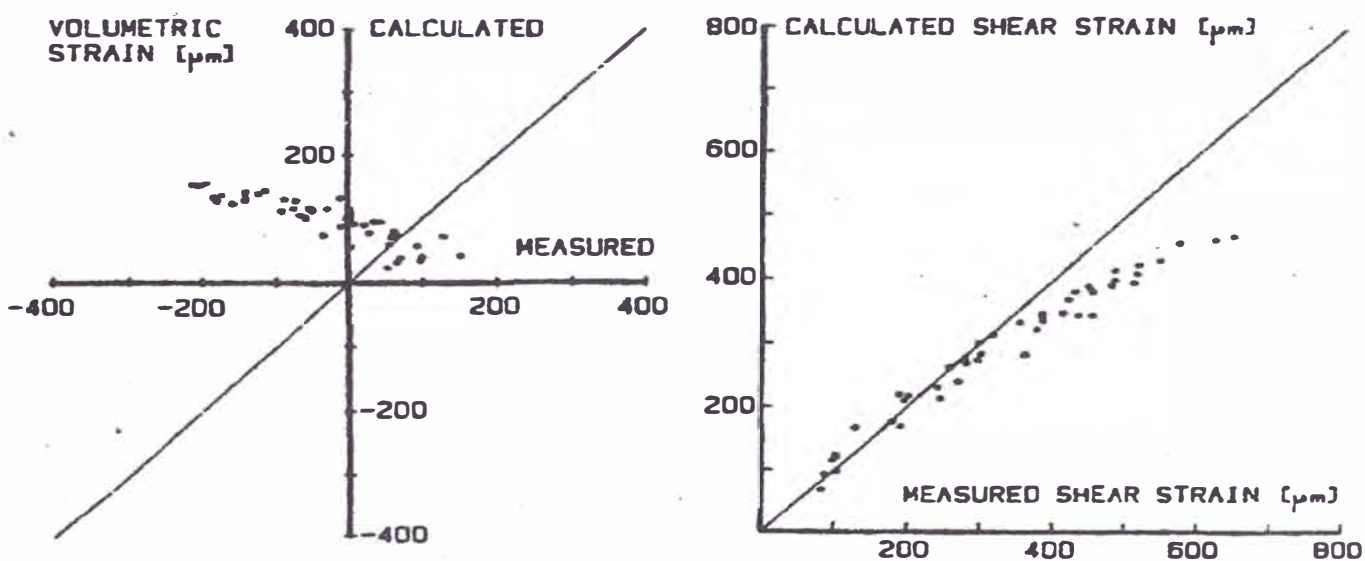
El modelo de contorno será capaz de pronosticar los resultados de la prueba de resiliencia (M_R). Sin embargo, las pruebas requeridas del modulo de resiliencia serán complicadas y la evaluación del constante de los materiales será engorrosa cuando se les compara a los otros métodos que son más simples. La Figura 2.17 usará el modelo K- θ y el modelo de contorno más sofisticado (Sweere et al., 1987) para comparar los pronósticos volumétricos y los pronósticos de la deformación de corte. Los pronósticos del modelo de contorno coinciden muy bien con los valores que se midieron, mientras que las deformaciones volumétricas, previstas por el modelo K- θ , se desviarán drásticamente de la realidad. Por otro lado, debido a la adición de los dos constantes adicionales, el modelo de contorno de cinco parámetros ya no cumplirá con el teorema reciproco y de este modo el modelo verdaderamente no será elástico.



**MODELO DE CONTORNO, CAMBRIDGE TRAYECTORIA DE
ESFUERZOS q - p (Bronw and Pappin, 1981)
FIGURA 2.16**



(a) Based on contour model



(b) Based on K-θ model

**COMPARACIÓN DEL MODELO DE CONTORNO CON EL
MODELO K- θ (AFTER Sweere et.al, 1987)
FIGURA 2.17**



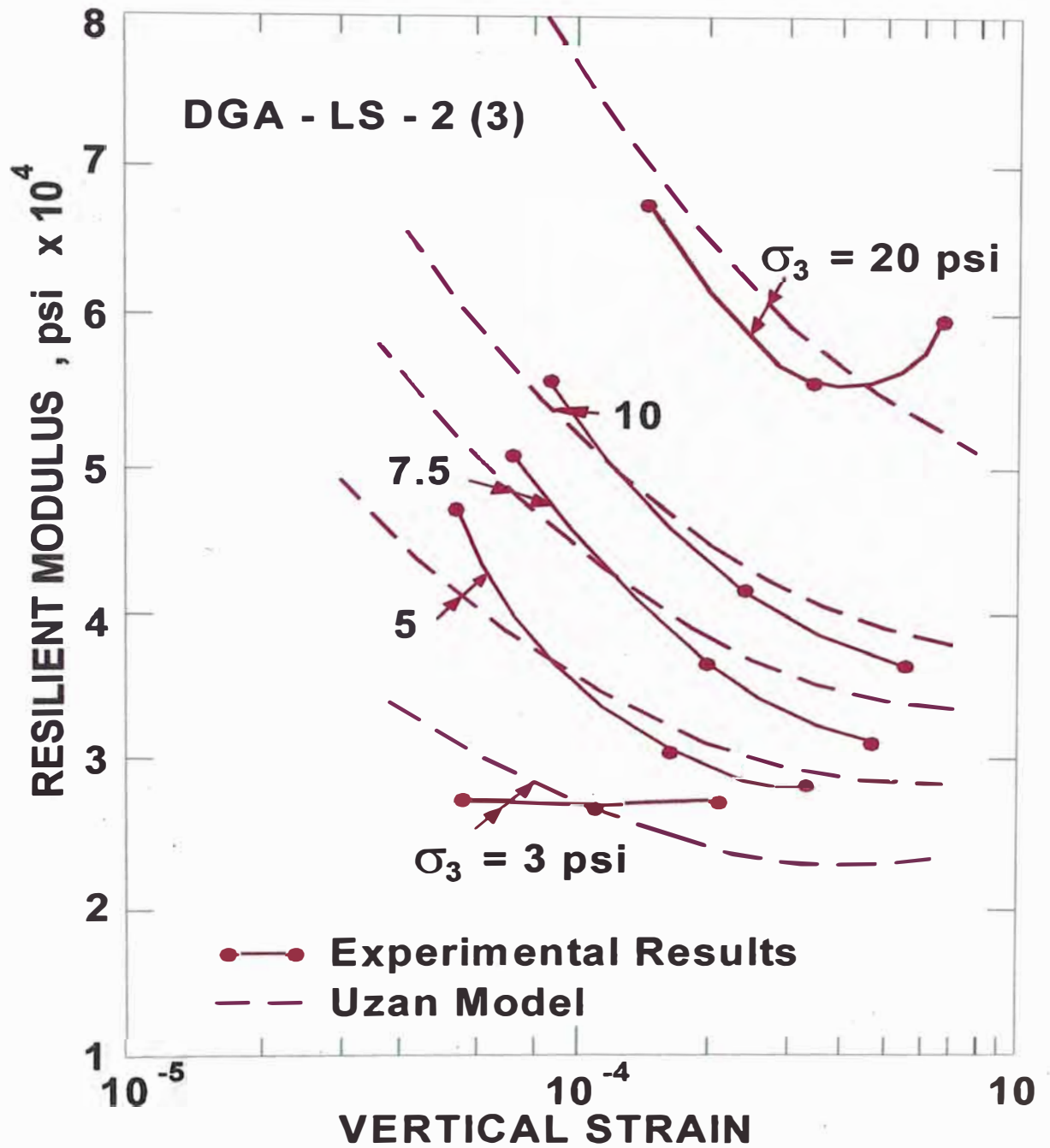
2.5.1.4 EL MODELO DE UZAN.

Uzan (1985) planteó una mejora al bien conocido modelo K- θ al incluir los efectos del esfuerzo de corte. Se incluyó un término adicional como el esfuerzo desviador en la formulación del modelo K- θ lo cual requería que se evalúe un nuevo parámetro constante de las pruebas de laboratorio. Se expresará el modelo Uzan a continuación:

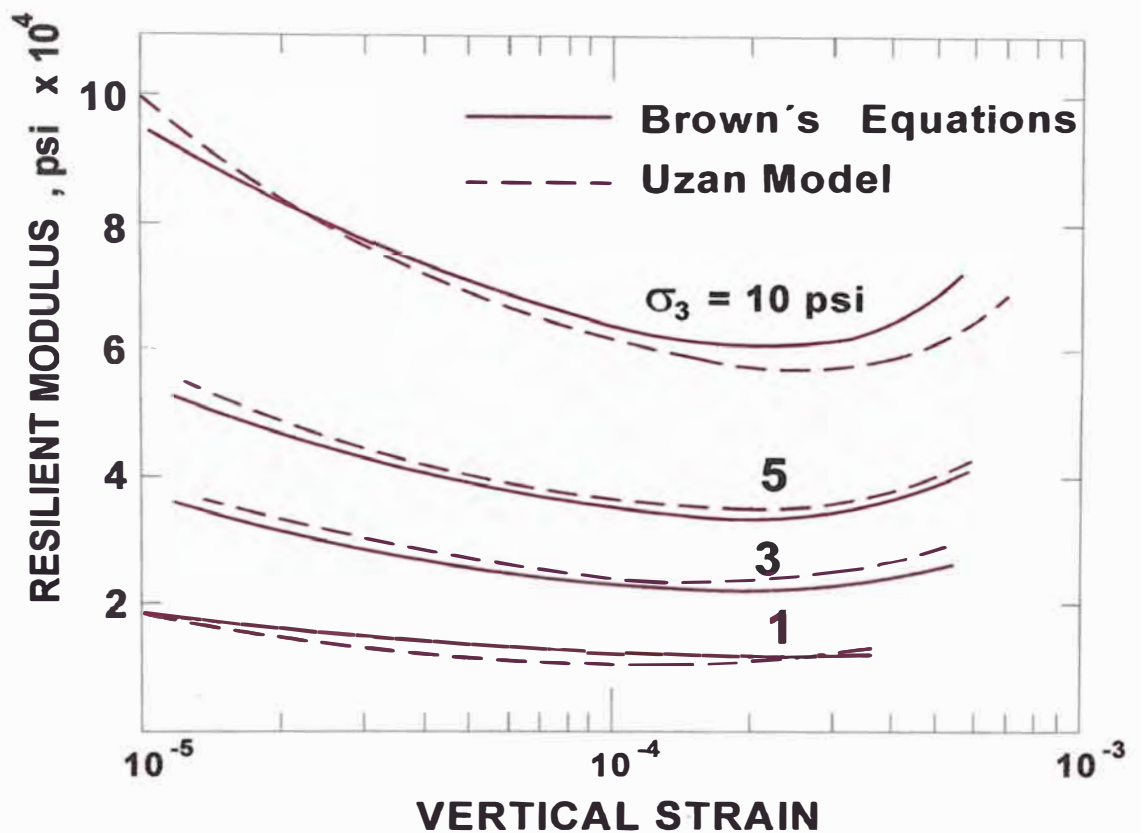
$$M_R = K_3 \theta^{K_4} \sigma_d^{K_5} \quad [\text{EC.10}]$$

donde $\theta = \sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3 = \sigma_1 + 2\sigma_3 =$ el esfuerzo de volumen, $\sigma_d = \sigma_1 - \sigma_3 =$ el esfuerzo desviador, y K_3 , K_4 , y K_5 serán los constantes de la regresión múltiple de los datos de las pruebas triaxiales de las cargas repetidas de los materiales granulares.

El modulo de resiliencia predictivo, de el modelo Uzan esta graficado, en la Figura 2.18 junto con los resultados experimentales que se obtuvieron al realizar las pruebas triaxiales de las cargas repetidas con un agregado que tenga una relación baja de vacíos. Cuando se compara el modelo Uzan con el modelo más complicado de contorno de deformación volumétrica y de corte, también dará una buena correlación (la Figura 2.19). Esto se debe mayormente a que el modelo Uzan incorpora los efectos de deformación y esfuerzo de corte a una representación realista del comportamiento del material granular. Considerando que no se documentaron bien los niveles horizontales del esfuerzo residual, el modelo Uzan también manejará bien el comportamiento de las bases granulares que se usarán durante el análisis del sistema de capas. Debido a su simplicidad y comodidad para realizar la evaluación del constante del material, se podrá usar rutinariamente el modelo Uzan como un modelo mejorado no lineal para realizar los procedimientos de diseño de los pavimentos flexibles.



COMPARACION, USANDO RESULTADOS DE ENSAYOS Y EL MODELO PREDICTIVO UZAN PARA UN AGREGADO DE GRADO DENSO (AFTER UZAN , 1985)
FIGURA 2.18



COMPARACIÓN, USANDO RESULTADOS DE ENSAYOS Y EL MODELO PREDICTIVO UZAN PARA UN AGREGADO DE GRADO DENSO (AFTER UZAN , 1985)
FIGURA 2.19

2.5.1.5 EL MODELO MODIFICADO K- θ .

Jouve et al. (1987) presentó una versión modificada de las ecuaciones de Boyce (1980) con respecto al esfuerzo de corte y el esfuerzo de volumen de los materiales granulares. El modelo modificado K-G sigue las trayectorias de los esfuerzos elegidos durante la realización de las pruebas triaxiales



(Brown y Pappin, 1981), pero ignora el fenómeno de dilatación ($K \leq 0$) lo cual es incompatible con el modelo elástico y con teoremas recíprocos. Con respecto al modelo modificado K-G, se definieron los módulos de corte y los módulos de volumen por relaciones:

$$K = K_i p^{(1-\mu)} \left\{ 1 + \gamma \left(\frac{q}{p} \right)^2 \right\} \quad [\text{EC.11}]$$

$$G = G_i p^{(1-\kappa)} \quad [\text{EC.12}]$$

donde p = el esfuerzo normal medio, q = el esfuerzo desviador, y K_i , G_i , γ , κ , y μ serán los constantes que se evaluaron de los datos de prueba. Los resultados experimentales también mostraron que se podrá representar la deformación de corte por:

$$\varepsilon_q = \frac{1}{3G_i} \left(\frac{q}{p} - c \right) p^\kappa \quad [\text{EC.13}]$$

Donde $c = p_1^{(\kappa-1)} q_1 / (p_2^\kappa)$ será un parámetro ≤ 1 con p_1 , q_1 que serán los esfuerzos iniciales del estado de esfuerzo 1 y p_2 , q_2 serán los esfuerzos finales del estado de esfuerzo 2. La interpretación anterior toma en cuenta el mismo peso de la muestra, el peso del equipo de medición que se aplicará a la muestra y la presión residual lateral de la celda triaxial.

Jouve et al. (1987) usó el modelo modificado K-G para verificar la relación de Boyce (1980) concluyendo que $\mu = \kappa$ es verdadero estadísticamente. También se descubrió que las formas de las partículas del agregado, usadas en las pruebas, influían el comportamiento elástico del material granular suelto completamente triturado. Al realizar las pruebas de los agregados, los cuales tenían proporciones planas y esfericidad, se obtuvieron los valores más altos de los módulos de resiliencia.



2.5.1.6 EL MODELO THOM.

Thom (1988) planteó un nuevo modelo elástico de deformación y esfuerzo para los materiales granulares secos para el rango de las trayectorias de esfuerzo, lo cual se podrá aplicar al usar el aparato de la prueba triaxial y el aparato de la prueba del cilindro hueco. Thom, basándose en el trabajo original de Brown y Pappin (1981), consideró la respuesta de resiliencia por separado para los componentes volumétricos y los componentes de la deformación de corte. El modelo que planteó también consideró la microtextura y el tamaño y la forma de las partículas de los agregados no unidos. Como resultado, el modelo requirió que más constantes de materiales relacionen las deformaciones de corte y las deformaciones volumétricas a los esfuerzos de corte y los esfuerzos principales:

$$\varepsilon_v = A\Delta(\ln p)^B (\Delta p)^C - D \left[\Delta \left(\ln \frac{\sigma_1}{\sigma_3} \right)^2 \right]^E \quad [\text{EC.14}]$$

$$\varepsilon_q = F\Delta \left(\ln \frac{\sigma_1}{\sigma_3} \right)^G \left[\Delta \tau + \frac{1}{3} \Delta S \right]^H \quad [\text{EC.15}]$$

Donde σ_1 , σ_3 serán los esfuerzos principales, p será el esfuerzo normal medio, S será el esfuerzo medio en plano, τ será el esfuerzo de corte, Δ significará el cambio, y A , B , C , D , E , F , G , y H serán los constantes del material evaluados estadísticamente que a la vez serán determinados experimentalmente. Se obtuvo una buena correlación al comparar el modelo con los datos del laboratorio. Luego, Thom concluyó que los especímenes, los cuales estaban compuestos de agregados que contienen partículas grandes, tenían una rigidez elástica y una fuerza de corte comparados a aquellos que tenían partículas pequeñas. La rigidez elástica de los materiales granulares secos también fue dependiente mayormente de la microtextura de los contactos de las partículas que determinó la fricción de las interpartículas.



2.5.1.7 EL MODELO OCTAEDRICO DE ESFUERZO DE CORTE.

Witczak y Uzan (1988) plantearon modificar el modelo de Uzan al reemplazar el término del esfuerzo desviador de la Ecuación 10 por un término octaédrico del esfuerzo de corte. Este modelo octaédrico del esfuerzo de corte también considera el efecto de dilatación que se realizará cuando se somete un elemento del pavimento a la gran relación del esfuerzo principal (σ_1/σ_3). El modelo consta de los valores normalizados del esfuerzo de corte octaédrico y el esfuerzo de corte de volumen que se darán a continuación:

$$M_R = K_6 p_a \left(\frac{\theta}{p_a} \right)^{K_7} \left(\frac{\tau_{oct}}{p_a} \right)^{K_8} \quad [EC.16]$$

Donde $\theta = \sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3 = \sigma_1 + 2\sigma_3 =$ el esfuerzo de volumen, $\tau_{oct} =$ el esfuerzo de corte octaédrico ($\sigma_d \sqrt{2}/3$), $p_a =$ la presión atmosférica, y K_6 , K_7 , y K_8 serán los constantes de la regresión múltiple que se evaluaron al usar los datos de la prueba del modulo de resiliencia.

2.5.1.8 EL MODELO DE ITANI.

Itani (1990) realizó un análisis extensivo de la regresión múltiple usando muchos modelos que se relacionaban con el modulo de resiliencia al realizar diferentes combinaciones del esfuerzo desviador, el esfuerzo medio, el esfuerzo confinado y la deformación axial. Mediante este estudio, se usaron los datos de prueba de laboratorio de las diferentes gradaciones de agregados para encontrar los mejores modelos que caracterizan el modulo de resiliencia. El mejor modelo de Itani encajó con los datos de prueba del laboratorio lo cual tenía un alto coeficiente de determinación ($R^2 = 0.96$) y se dio a continuación:

$$M_R = K_9 \left(\frac{\theta}{3} \right)^{K_{10}} \sigma_d^{K_{11}} \sigma_3^{K_{12}} \quad [EC.17]$$



Donde $\theta = \sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3 = \sigma_1 + 2\sigma_3$ = el esfuerzo de volumen, $\sigma_d = \sigma_1 - \sigma_3$ = el esfuerzo desviador, σ_3 = el esfuerzo confinado y $K_9, K_{10}, K_{11},$ y K_{12} serán los constantes de la regresión múltiple que se obtuvieron al realizar las pruebas triaxiales de las cargas repetidas con los materiales granulares. La Ecuación 17 es básicamente una modificación del modelo Uzan (la Ecuación 10) con la adición del término del esfuerzo confinado. Itani concluyó que aunque experimentó un ligero problema multicolinealidad con este modelo ($\sigma_3, \theta,$ y σ_d están relacionados), fue útil para pronosticar el modulo de resiliencia.

2.5.1.9 EL MODELO DE CROCKFORD ET AL.

Crockford et al. (1990) estudió las relaciones elásticas constitutivas que mejor modelan los estados actuales del esfuerzo o los estados actuales de la deformación recuperable de las estructuras de pavimentos que incorporan las capas granulares gruesas. Se tomó principalmente la respuesta elástica porque las investigaciones anteriores mostraron que el equipo del deflectómetro de peso variable (FWD) excitó los pavimentos elásticamente. Se desarrolló una nueva respuesta de resiliencia en que se expresó el modulo como una función del contenido volumétrico de agua (V_w/V_t), el esfuerzo de succión (ψ), el esfuerzo de corte octaédrico (τ_{oct}), el peso unitario del material normalizado por el peso unitario del agua (γ/γ_w) y el esfuerzo de volumen (θ). Se dio la forma final del modelo como:

$$M_R = \beta_0 \left(\theta + 3\psi \frac{V_w}{V_t} \right)^{\beta_1} (\tau_{oct})^{\beta_2} \left(\frac{\gamma}{\gamma_w} \right)^{\beta_3} \quad [EC.18]$$

Donde $\beta_0, \beta_1, \beta_2,$ y β_3 serán los constantes del material. Se descubrió que el término de humedad $3\psi V_w/V_t$ afectaba sólo el esfuerzo de volumen θ . Sólo existen los datos limitados que traten sobre el término de humedad/succión. Si se desarrolla un modelo empleando los datos de laboratorio que se obtuvieron con sólo un contenido de humedad, Crockford et al. sugeriría



que se elimine este término de humedad. Además, si sólo se va a considerar un peso unitario de nuevo, se sugiere que se elimine posteriormente el término del peso unitario, lo cual simplificará la ecuación del modelo octaédrico del esfuerzo de corte de Witczak y Uzan (1988).

2.5.1.10 EL MODELO UTEP.

Últimamente, en la Universidad de Texas, El Paso (Feliberti, 1991) se planteó un modelo de respuesta de resiliencia con muchos parámetros para el comportamiento no unido de los agregados. El modelo, conocido aquí como el modelo UTEP, pronostica el modulo de resiliencia lo cual emplea el esfuerzo de volumen y la deformación axial de la resiliencia inducida de las pruebas triaxiales de las cargas repetidas y será a continuación:

$$M_R = K_{13} \theta^{K_{14}} (\varepsilon_a)^{K_{15}} \quad [\text{EC. 19}]$$

donde $\theta = \sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3 = (\sigma_d + 3\sigma_3)$ = el esfuerzo de volumen, ε_a = la deformación axial de la resiliencia inducida, y K_{13} , K_{14} , y K_{15} serán los constantes de la regresión múltiple. σ_d (en el término θ) y ε_a serán los variables predictivos del modelo UTEP, (en el lado derecho de la ecuación) mientras que sólo el esfuerzo desviador σ_d será el variable predictivo del modelo Uzan. Luego se sobre parametrizará el modelo UTEP ya que, por definición, se calculará el modulo de resiliencia M_R por medio de dividir el esfuerzo desviador aplicado σ_d por la deformación axial media ε_a . Alba (1993) reportó que el modelo UTEP, al compararlo con los otros modelos estudiados, dio los mejores resultados estadísticos del ajuste de curvas a un conjunto extensivo de datos experimentales. Esto probablemente se deberá al hecho de que el modelo UTEP tiene la suficiente cantidad de constantes redundantes que encajan suavemente los datos que se midieron usando los dos variables predictivos que se incluyeron en el modelo.



2.5.1.11 EL MODELO ELHANNANI.

Elhannani (1991) presentó la anisotropía al modelo original de tres parámetros K-G (Las Ecuaciones 5 y 6) que fue planteado por Boyce (1976), tomando la forma de:

$$\varepsilon_v = \left(\frac{1}{K_i} \right) p^\mu p_a^{(1-\mu)} \left[1 - \beta \left(\frac{q}{p} \right)^2 - \frac{\mu K_i}{A} \left(\frac{q}{p} \right) \right] \quad [\text{EC.20}]$$

$$\varepsilon_q = \left(\frac{1}{3G_i} \frac{q}{p} - \frac{1}{A} \right) p^\mu p_a^{(1-\mu)} \quad [\text{EC.21}]$$

donde K_i , G_i , μ , y β serán los constantes de modelo que se definieron previamente de las Ecuaciones 5 y 6; y p_a será la presión atmosférica (100 kPa) que se usará como el factor de normalización para que los términos de esfuerzo no sean dimensionales. Se incluyó el constante adicional A en las ecuaciones anteriores para considerar el comportamiento atmosférico. Elhannani usó el modelo para pronosticar el comportamiento de resiliencia empleando una variedad de trayectorias de esfuerzo que radió de un estado de esfuerzo inicial en los bajos esfuerzos desviadores medio p y q (Karasahin et al., 1993).

3.5.1.12 EL MODELO UT - AUSTIN.

Pezo (1993) presentó un nuevo método general para reportar las pruebas del modulo de resiliencia con los materiales de los pavimentos. Se sugirió que se grafique el modulo de resiliencia con la deformación axial medida como la principal respuesta variable. Primero, se realizó el análisis de la regresión múltiple para expresar la deformación axial en términos de los esfuerzos desviadores aplicados y los esfuerzos confinados aplicados de las pruebas de laboratorio. Luego, el modelo UT-Austin incorporó los términos del esfuerzo confinado y los términos del esfuerzo desviador para

pronosticar el modulo de resiliencia de los materiales granulares a continuación:

$$M_R = K_{16} \sigma_d^{K_{17}} \sigma_3^{K_{18}} \quad [EC.22]$$

donde $\sigma_d = \sigma_1 - \sigma_3$ = el esfuerzo desviador, σ_3 = el esfuerzo confinado y K_{16} , K_{17} , y K_{18} serán los constantes de la regresión múltiple que se obtuvieron al realizar las pruebas triaxiales de las cargas repetidas. Alba (1993) utilizó el modelo UT-Austin, y obtuvo un buen encaje estadístico de los módulos de resiliencia al realizar las pruebas dinámicas de los materiales granulares ($R^2 = 0.96$).

Debido a que mayormente se obtienen los constantes de la regresión múltiple de la deformación axial medida, el modelo no se sobre parametriza tal como en el caso del modelo UTEP. El modelo también es sólido estadísticamente, ya que los variables predictivos son independientes de los variables de respuesta. Pezo (1993) señaló que los modelos dependientes del esfuerzo de volumen, tal como el modelo K- θ , no pueden distinguir entre dos condiciones de prueba diferentes con (1) σ_d = pequeño y σ_3 = grande y (2) σ_d = grande y σ_3 = pequeño, aun si $\theta = \sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3 = (\sigma_d + 3\sigma_3)$ es igual para ambas pruebas. En tales circunstancias, no se espera que los módulos de resiliencia sean iguales (usando el mismo θ) simplemente porque los materiales sin cohesión, que están sometidos a altos σ_3 , también muestran altos módulos a comparación si se someten a bajos σ_3 .

2.5.1.13 TECNICAS ALTERNATIVAS.

Últimamente, Dastich y Dawson (1995) presentaron una técnica alternativa para evaluar la respuesta no lineal de los materiales granulares no unidos a las cargas repetitivas. Se asumirá que, para realizar el diseño de los caminos, la deformación permanente será cero para un ciclo de carga. Esto se debe a que se aplican los esfuerzos más grandes en la carretera durante la construcción de la carretera que durante su vida útil. De este modo, el



tráfico sólo inducirá la deformación de resiliencia. Según Dastich y Dawson, se podrá evaluar el modulo de resiliencia en el campo al realizar un procedimiento modificado de la prueba de carga con placa (PBT). Se podrá describir la curva de esfuerzo (p) – deformación (s) de los materiales granulares no unidos por medio de resolver la siguiente ecuación:

$$\bar{s}(p_x) = \int_0^{p_x} \frac{dp}{E_k + E_0(10p)^{0.38}} \quad [\text{EC.23}]$$

La ecuación resultante está compuesta de tres parámetros importantes: (1) una parte independiente de los esfuerzos del modulo de resiliencia, E_k ; (2) una parte dependiente de los esfuerzos del modulo de resiliencia E_0 , asociado a un esfuerzo de 0.1 MPa; y (3) un desbalance de la deformación s_0 . Según la Figura 2.20, se podrá obtener una curva de esfuerzo – deformación. Se mostró que la presión constante inicial p_0 es necesaria para inducir las deformaciones mensurables. También se podrá definir esta resistencia contra las deformaciones como el desbalance de la deformación o la deformación negativa, lo cual corresponderá a la interceptación de la curva de esfuerzo – deformación con el eje de deformación.

Un método alternativo que calcula el modulo de resiliencia de los materiales de los pavimentos incumbe el concepto de la vibración natural del sistema. Se conocerá el procedimiento como el método de vibración natural (NVM). Según este método, la masa que existe sobre un resorte representará la carga que actuará sobre el pavimento, y el resorte representará la tierra. Se ha reportado que la frecuencia natural del sistema depende de las propiedades de resiliencia del material. Se podrá calcular el modulo de resiliencia M_R de la frecuencia f (HZ.) como:

$$M_R = 2\pi^2(1 - \nu^2) \frac{m}{r} f^2 \quad [\text{EC.24}]$$

donde:

m = la masa en kg,

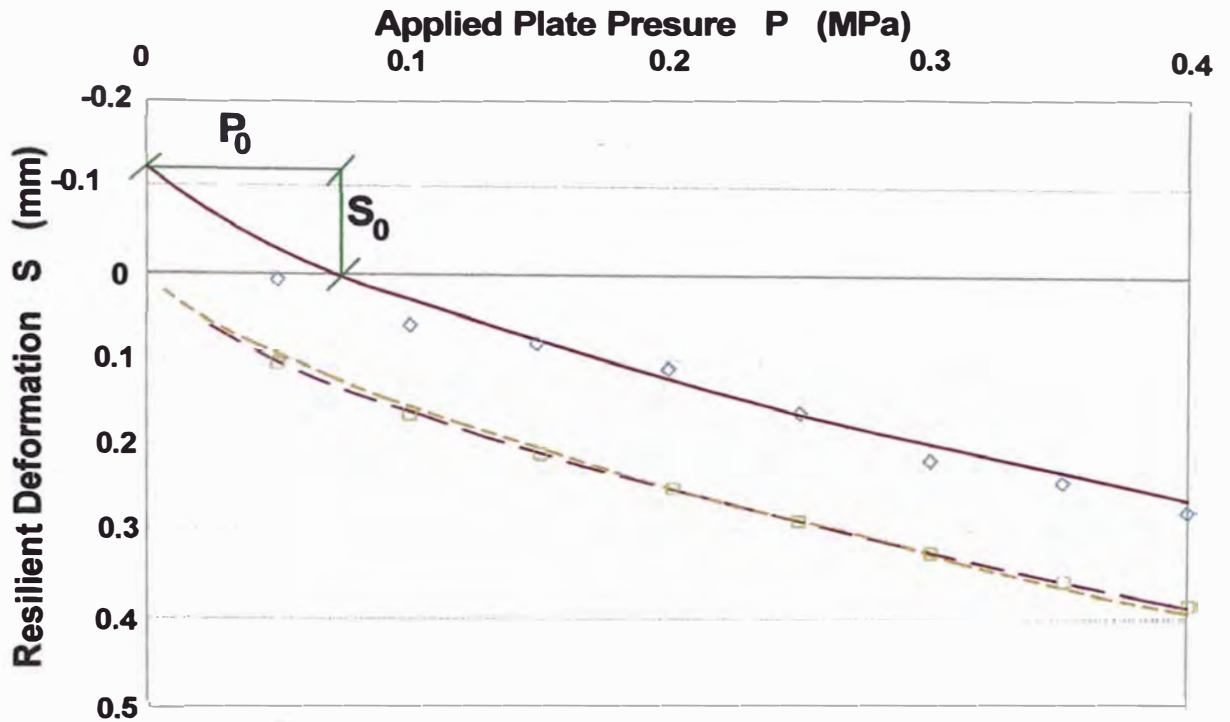
r = el radio de una placa de carga circular en mm,



ν = el coeficiente de relacion de Poisson, lo cual se asumirá como 0.35 para los materiales granulares.

De este modo, si se conocen las condiciones de prueba, se podrá calcular el modulo de resiliencia.

Se podrá comparar el modulo de resiliencia, el que se obtuvo mediante el PVT modificado, con aquellos que se obtuvieron mediante el NVM si la presión de los poros llega a tener poca o ninguna influencia sobre el comportamiento de las deformaciones del material granular. Además, para obtener los valores comparables, el espesor requerido de los suelos no cohesivos y los materiales granulares deberá ser por lo menos 400 mm de espesor por encima de los suelos cohesivos. Se ha pensado que la prueba NVM es más práctico que el engorroso PBT.



- resilient deformation as measured in PBT
- non - linear model fitted to PBT data:

$$E_a = 7 + 189 (10 p)^{0.38}$$
 for wich deformation offset , S_0 , is 0.12 mm
- - - non - linear model fitted to PBT data with corrected origin:

$$E_a = 0 + 189 (10 p)^{0.38}$$
- ◇ resilient deformation as measured with NVM
- - - non - linear model fitted to NVM data:

$$E_a = 0 + 204 (10 p)^{0.38}$$

CURVA DE ESFUERZO – DEFORMACION DE UNA CAPA DE AGRGADO HUMEDO SOBRE UNA GRAVA CON CARGAS NVM Y PBT MODIFICADO (AFTER Dastich AND Dawson 1995)
FIGURA 2.20



2.5.2 SUELOS DE SUBRASANTE

El modulo de resiliencia de los suelos de granos finos del subrasante cohesivo depende del estado de los esfuerzos. El esfuerzo desviador es el factor más importante que afecta el modulo de resiliencia. También existe un poco de influencia por parte de la presión confinada y por parte de la cantidad de aplicaciones de los esfuerzos, pero esta influencia es menos significativa con el modulo de resiliencia M_R comparado al efecto del esfuerzo desviador. Por lo tanto, se establecerán principalmente las relaciones constitutivas entre el modulo de resiliencia y el esfuerzo desviador para los suelos de granos finos del subrasante.

2.5.2.1 RELACIONES EMPIRICAS.

En la práctica, se han usado frecuentemente los gráficos para calcular el modulo de resiliencia de los suelos del subrasante de los resultados de prueba de la fuerza empírica. Estos gráficos a menudo se basan de las ecuaciones simples que relacionan empíricamente el modulo de resiliencia de los tipos específicos de suelo a los parámetros de fuerza del suelo tal como la Relación de Soporte de California (CBR) o el valor de resistencia del Estabilimetro (R). Algunas de las relaciones más usadas son:

$$M_R (\text{psi}) = 1500 \text{ CBR} \quad \text{ó} \quad M_R (\text{MPa}) = 10 \text{ CBR} \quad (\text{Heukelom and Klomp, 1962})$$

$$M_R (\text{psi}) = 1155 + 555R \quad (\text{the Asphalt Institute, 1982})$$

$$M_R (\text{Mpa}) = 17.6 (\text{CBR})^{0.64} \quad (\text{lister and powell, 1987})$$



2.5.2.2 LA APROXIMACIÓN BILINEAL (MODELO ARITMETICO).

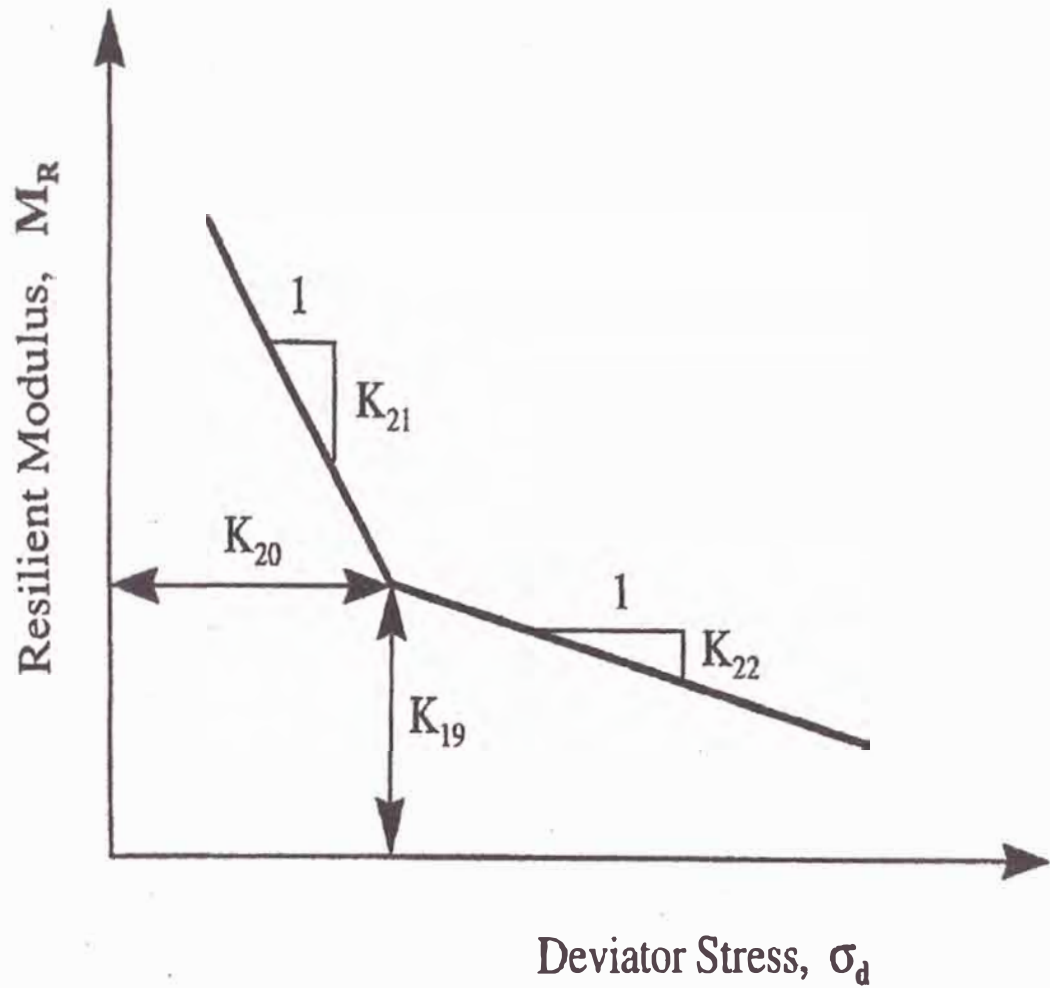
Con respecto a los suelos cohesivos de grano fino, se podrán describir los módulos de resiliencia, los cuales se obtuvieron al realizar las pruebas triaxiales de las cargas repetidas, mediante una función bilineal del esfuerzo desviador aplicado σ_d . Normalmente, se suele expresar el comportamiento bilineal como (refiérase a la Figura 2.21):

$$M_R = K_{19} + K_{21}(K_{20} - \sigma_d) \quad \text{cuando } \sigma_d < K_{20} \quad [\text{EC.25a}]$$

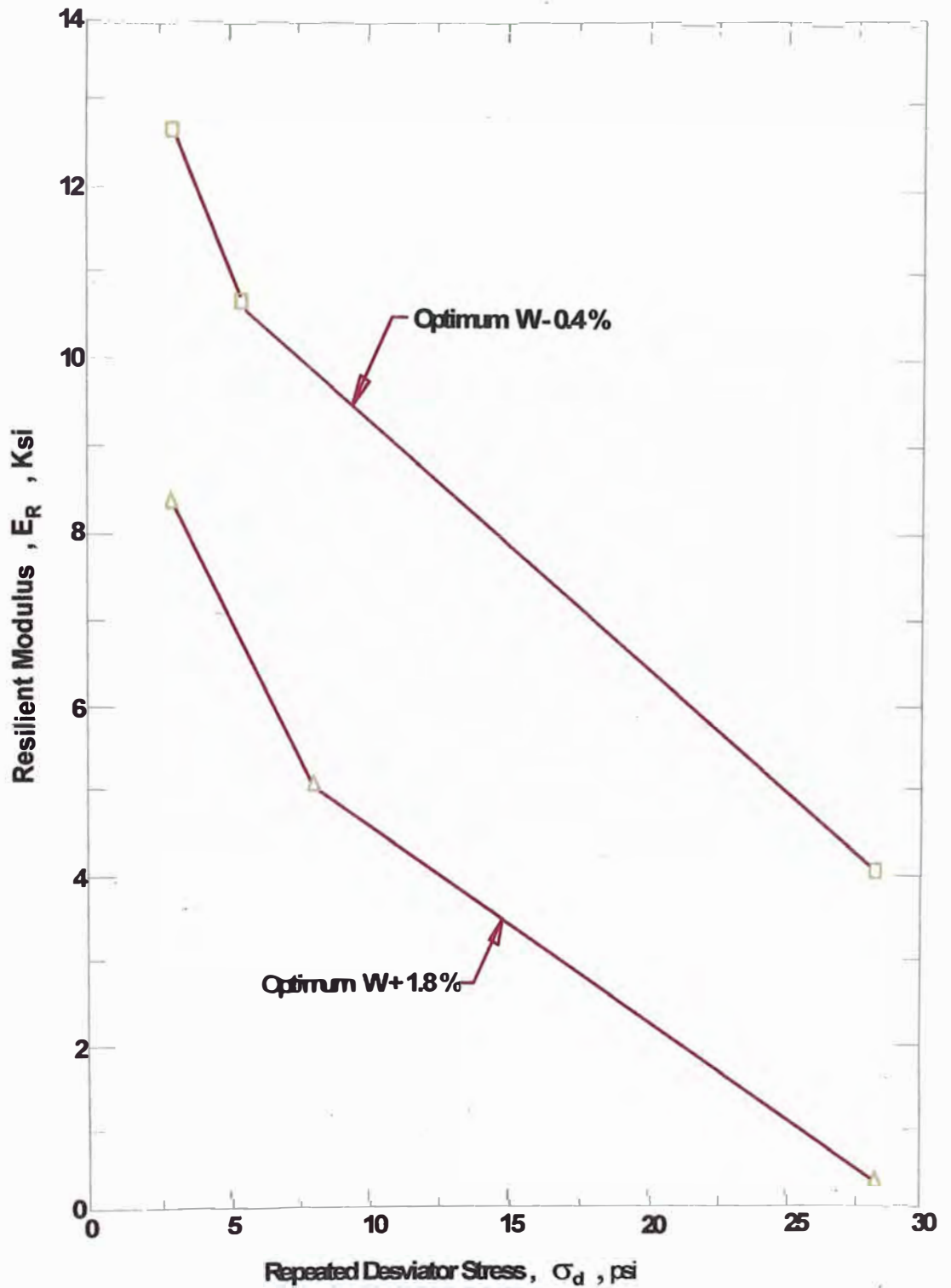
$$M_R = K_{19} - K_{22}(\sigma_d - K_{20}) \quad \text{cuando } \sigma_d > K_{20} \quad [\text{EC.25b}]$$

obtuvieron al realizar las pruebas de laboratorio de las cargas repetidas. Según Thompson y Elliot (1985), se podrá usar el valor del modulo de resiliencia en el punto de ruptura de la curva bilineal, K_{19} (a menudo conocido como E_{Ri}), para clasificar los suelos de grano fino como suaves, medianos o tiesos (la Figura 2.21).

La Figura 2.22 muestra el modelo aritmético bilineal de un suelo de grano fino A-7-6 AASHTO. La Figura 2.23 también muestra un modelo de semi logarítmico del modulo (para los mismos conjuntos de datos de la Figura 2.22) que varían con el esfuerzo desviador σ_d .

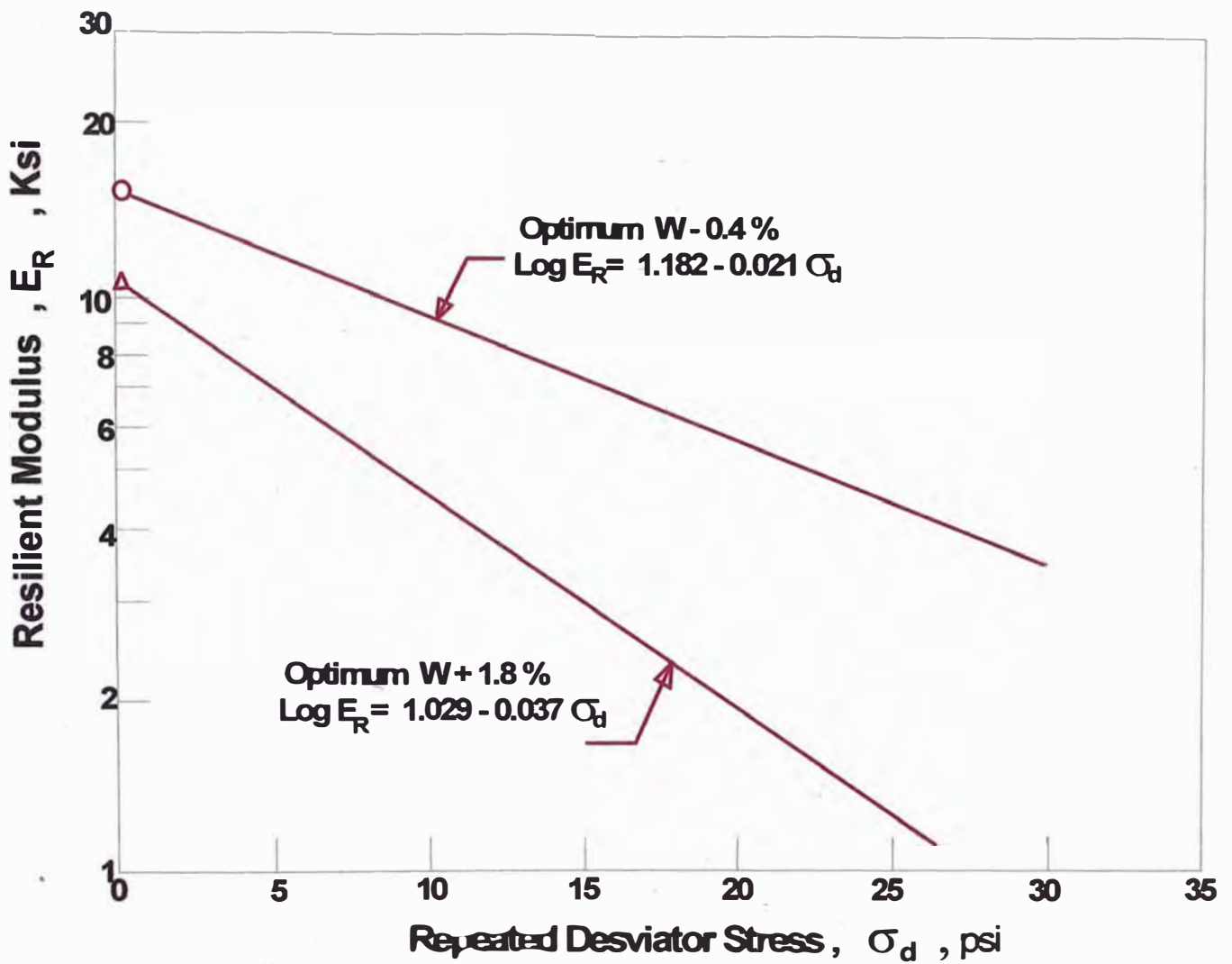


**REALCION GENERAL ENTRE MODULO DE RELIENCIA Y ESFUERZO
DESVIADOR PARA SUELOS DE GRANO FINO
FIGURA 2.21**



COMPORTAMIENTO TIPICO DEL ESFUERZO DEPENDIENTE RESILIENTE DE UN SUELO DE GRANO FINO [AASHTO A-7-6]
(AFTER Li AND Seling, 1991).

Figura 2.22



**MODELO SEMI-LOG PARA ESFUERZO DEPENDIENTE RESILIENTE
DE UN SUELO DE GRANO FINO [AASHTO A-7-6]
(AFTER Li AND Seling, 1991).
Figura 2.23**

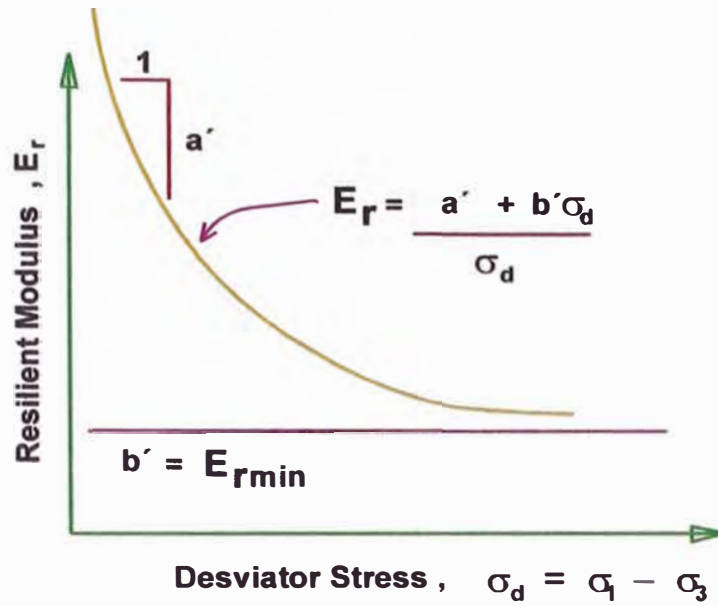


2.5.2.3 EL MODELO HIPERBOLICO.

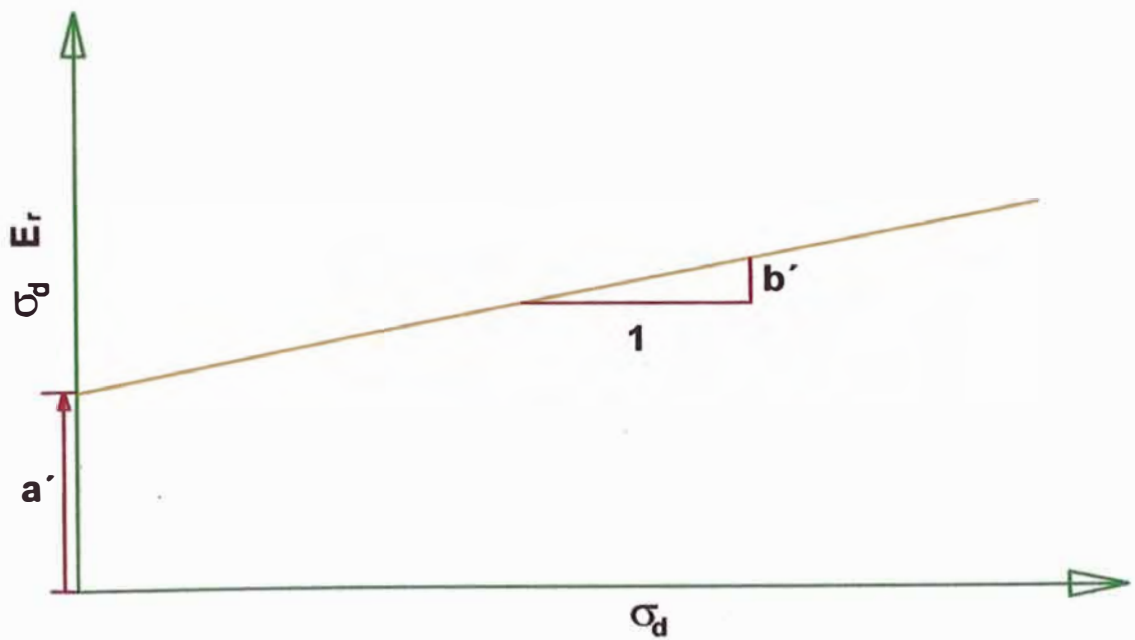
Boateng-Poku y Drum (1989) plantearon el modelo “hiperbólico” del modulo de resiliencia, que se muestra en la Figura 2.24, para que considere el comportamiento suavizador del esfuerzo. Una característica atrayente de los modelos hiperbólicos y los semi logarítmicos es que funcionan continuamente. El modelo aritmético es bilineal.

La Universidad de Illinois (Thompson y Robnett, 1979) analizó los datos de las pruebas extensivas de resiliencia basados en el modelo aritmético. E_{Ri} (el modulo de resiliencia en el “punto de intersección”), vea la Figura 2.21, es un buen indicador del comportamiento de resiliencia de un suelo. E_{Ri} está asociado típicamente con el esfuerzo desviador repetido de 6 psi. Los valores de inclinación, K_{21} y K_{22} , muestran menos variabilidad e influyen la respuesta estructural de los pavimentos a un grado menor a comparación del E_{Ri} .

Se analizó una base de datos comprensiva de la Universidad de Illinois (Thompson y Robnett, 1979) para establecer los parámetros del modelo hiperbólico y semi logarítmico (NCHRP 1-26, Fase 2, 1992). Ambos modelos describieron adecuadamente las relaciones del nivel del esfuerzo desviador/modulo de resiliencia. En general, el modelo hiperbólico era más exacto que el modelo de semi logarítmico. Los modelos hiperbólicos, los cuales se desarrollaron para cada condición de prueba, incluyeron el término SEE (error de cálculo estándar) para la relación de regresión. Se consideró la eficacia del modelo hiperbólico al dividir SEE por el valor calculado (el esfuerzo desviador * el modulo de resiliencia) a un nivel de esfuerzo de 6 psi. Este valor, conocido como “la exactitud relativa”, oscilaba entre 10% y 15%.



a. Hyperbolic Representation of Resilient Modulus Response



b. Transformed Coordinates for determination of Hyperbolic Parameters a' and b' .

MODELO HYPERBOLICO (AFTER Boateng – Poku and Drum, 1989)
FIGURA 2.24



2.5.2.4 LOS MODELOS DE BROWN Y LOACH.

Brown (1979) planteó un modelo de respuesta de resiliencia no lineal para el subrasante lo cual se desarrolló al realizar las pruebas triaxiales de las cargas repetidas. El modelo considera realísticamente el efecto del esfuerzo normal medio que es causado por la sobrecarga de las capas de la subrasante del pavimento. Además, se consideró que sólo las cargas de la rueda causaban el esfuerzo desviador, lo cual se calculó dentro de la subrasante. Esto minimizó el problema del creciente esfuerzo desviador, $\sigma_d = \sigma_1 - \sigma_3$, de las capas profundas del subrasante que se debía al aumento de los esfuerzos de la sobrecarga. Se expresó el modelo como:

$$M_R = A \left(\frac{p'_0}{q_R} \right)^B \quad [EC.26]$$

donde p'_0 será el esfuerzo efectivo normal medio que es causado por las sobrecargas, q_R será el esfuerzo desviador que es causado por las cargas de la rueda, y A y B serán los constantes del material. Los rangos típicos de A y B son de 2.9 a 29.0 ksi (de 20 a 200 MPa), y de 0 a 0.5 será para los suelos del subrasante.

Más tarde, en 1987, Loach planteó la versión modificada del modelo de Brown (Loach, 1987; Brown et al., 1987) donde incluyó el término adicional del esfuerzo desviador q_R de la Ecuación 26 a continuación:

$$M_R = C q_R \left(\frac{p'_0}{q_R} \right)^D \quad [EC.27]$$

donde C y D serán los constantes del material que oscilan entre 10 a 100, y de 1 a 2, respectivamente. El suelo que se usó para realizar las pruebas triaxiales era una arcilla limosa, conocida como Keuper Marl, que se ha usado extensivamente como el subrasante de las Instalaciones de Pruebas de los Pavimentos de la Universidad de Nottingham. Durante la realización de las pruebas, la presión de la celda y la succión del suelo simularon el efecto del esfuerzo normal medio, debido a la sobrecarga del p'_0 del



modelo. Se pensó que el modelo de Loach constituyó una mejora al modelo de Brown ya que se formuló luego de completar un conjunto comprensivo de pruebas triaxiales cíclicas empleando muestras que eran más representativas del suelo de la tierra a comparación de las pruebas que Brown (1979) reportó.

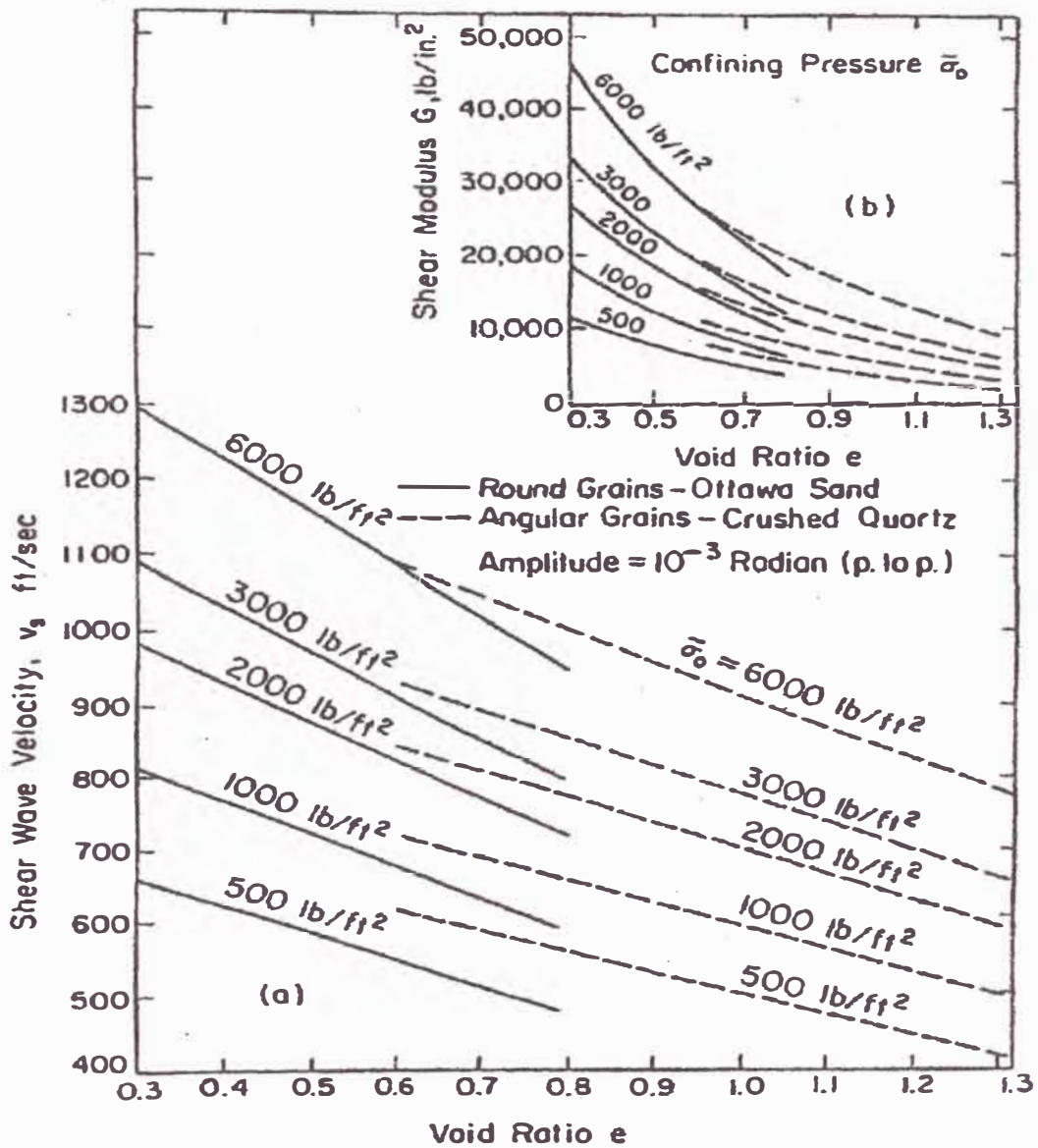
2.5.3 LA RESPUESTA DINAMICA DE LOS SUELOS.

Se podrá evaluar la respuesta de los suelos a las cargas repetidas empleando las deformaciones dinámicas de pequeña y grande amplitud. Según Richard et al. (1970), el comportamiento de la deformación y esfuerzo, a una amplitud pequeña de una masa de suelo, gobierna la velocidad de la transmisión de onda a través del suelo. Además, es el factor crítico que determina la respuesta dinámica de las fundaciones que son soportadas directamente sobre los suelos. Las características de aquellas curvas de esfuerzo–deformación determinan la gama de las deformaciones asociadas con la respuesta elástica o inelástica e identifican las pérdidas de energía bajo las cargas repetidas. Las deformaciones de gran amplitud provocan el asentamiento y pérdida de fuerza de la estructura del suelo. Al realizar las cargas vibratorias con las deformaciones de pequeña amplitud en el orden de 0.001 pulg/pulg a 0.0001 pulg/pulg, se tratará el comportamiento de los materiales granulares sueltos y los suelos finos bajo las cargas del tráfico.

Se usará el método de la columna resonante con la dinámicas del suelo para estudiar el comportamiento dinámico de los suelos. Richard et al (1970) mostró que los suelos sin cohesión responden a las cargas aplicadas de un modo inelástico y no lineal, y que la respuesta depende de la presión confinada efectiva media $\sigma_0 = (\sigma_1 + 2\sigma_3)/3$. El modulo de corte G en las amplitudes de la deformación de corte menores a 0.001 depende sólo de la presión confinada efectiva media y de la relación de vacíos. La Figura 2.25 muestra la variación del modulo de corte/velocidad de la onda de corte con la relación de vacíos y la presión confinada de las arenas de granos angulares y redondas. En general, el modulo de corte aumenta con la creciente presión confinada efectiva y con la decreciente relación de vacíos.



Se definirá el modulo de corte máximo, G_{max} , como el modulo de baja deformación de una deformación de corte en el orden de $10^{-4}\%$. La ventaja del modelo normalizado de módulos de suelos, G/G_{max} , es que una vez que se calcula G_{max} , se podrá calcular el modulo, G , correspondiente a cualquier nivel de deformación de corte. Los estudios comprensivos han caracterizado muchos tipos de suelos basándose en este concepto. Sun et al. (1988) resumió los factores principales que más influyen esta relación. Las curvas de reducción del modulo de los suelos arcillosos, en general, muestran mucha más dispersión a comparación de las arenas o suelos no plásticos. Se podrá atribuir la alta variabilidad de las arcillas a las diferentes propiedades de cada arcilla particular. Parece que el Índice de Plasticidad (PI) es el factor más influyente. Con respecto a las arcillas con altos PI, la curva de reducción del modulo suele tener una tasa de reducción más lenta con las crecientes deformaciones de corte. La relación de vacíos es un factor secundario significativo. Debido a que se descubrieron ciertas inconsistencias en algunos de los estudios, sin embargo, se señaló que se requiere que se estudie este factor a fondo. La historia del esfuerzo de consolidación, la duración del confinamiento, la frecuencia de las cargas (de las frecuencias sísmicas), y las perturbaciones de las muestras no influyen las curvas de reducción del modulo.



RELACIÓN ENTRE LA VELOCIDAD DE ONDA DE CORTE / MODULO DE CORTE
CON LA RELACION DE VACIOS Y LA PRESION DE CONFINAMIENTO.
(AFTER Richard et. al., 1970)
FIGURA 2.25



2.5.3.1 UMBRAL DE DEFORMACIÓN DE CORTE VOLUMETRICO.

Las cargas cíclicas, que se realizaron sobre los aparatos de la columna resonante, crearon una amplitud de deformación de corte lo cual alteró la microestructura del suelo irreversiblemente mediante los cortes cíclicos, lo cual suele crear una variación relativamente rápida de las presiones de agua de los poros, el volumen, y la rigidez del suelo. Se deberá considerar este concepto para realizar el diseño de los pavimentos debido a la gran cantidad de repeticiones de carga. Vucetic (1994) definió la deformación del corte volumétrico umbral (γ_{tv}) como la amplitud de la deformación cíclica por lo cual tal vez ocurra un cambio permanente significativo del volumen o un cambio permanente de la presión de agua de los poros en el suelo mientras que abajo, la microestructura del suelo permanece prácticamente inalterado y por consecuencia dichos cambios de presión de agua de los poros y volumen serán insignificantes. La Figura 2.26 muestra la variación del modulo de corte con respecto a la cantidad de ciclos y la amplitud cíclica de la deformación del corte. Se podrá ver que, durante la amplitud cíclica de la deformación de corte de $1.6 \text{ E-}04$, el cambio del modulo de corte con la cantidad de ciclos será muy pequeño. Sin embargo, si se aumenta la amplitud cíclica de la deformación de corte a $6.0 \text{ E-}4$, el cambio del modulo de corte con la cantidad de ciclos será evidente. Por lo tanto, la deformación del corte cíclico umbral oscila entre $1.6 \text{ E-}04$ y $6.0 \text{ E-}04$. La Figura 2.27 presenta el mismo concepto con relación al asentimiento. Para obtener los 10 ciclos, un aumento de la amplitud cíclica de la deformación de corte más allá del 0.1% provocará un aumento significativo de la deformación vertical. Vucetic también definió la deformación del corte cíclico umbral (γ_{tl}) como la deformación del corte umbral que divide el comportamiento lineal del comportamiento no lineal de las cargas cíclicas al suelo.

La Tabla 2.3 presenta los valores típicos de γ_{tv} de los diferentes tipos de suelos recolectados por Vucetic de los diferentes estudios que se reportaron . Vucetic concluyó que el valor de γ_{tv} de las arenas

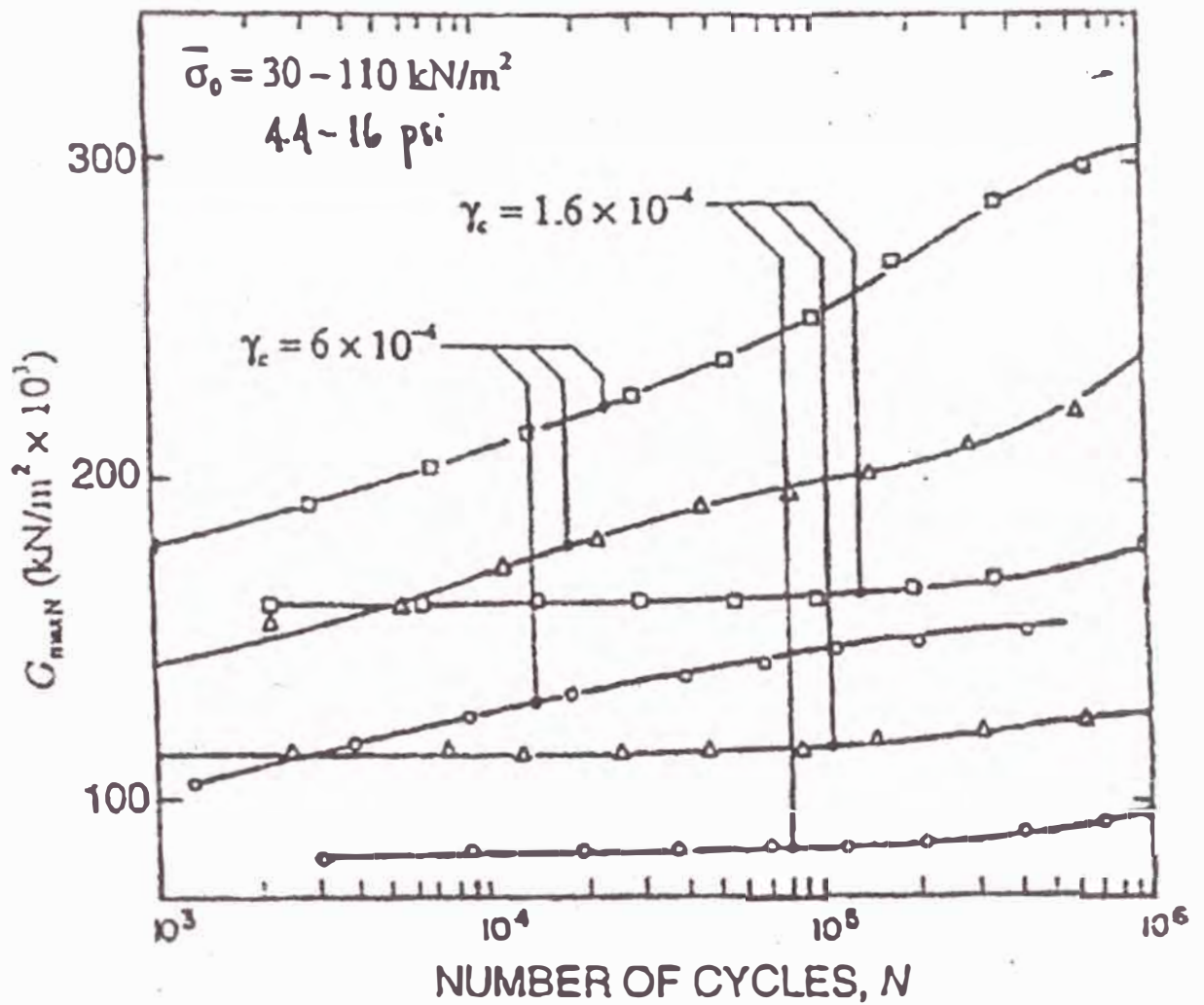


saturadas o secas cortadas cíclicamente en las condiciones drenadas corresponde al inicio del asentamiento y depende de la densidad inicial relativa (D_r) del espécimen. Generalmente, γ_{tv} aumenta ligeramente con D_r . Con respecto a las arenas saturadas cortadas cíclicamente en las condiciones no drenadas, γ_{tv} es casi constante, a pesar del esfuerzo confinado, la densidad y el tejido del espécimen. Sin embargo, se demostró que en las arenas, γ_{tv} tal vez aumente con la relación de la sobreconsolidación (OCR), así como con la presión confinada inicial efectiva media σ_0 . Con respecto a las gravas, γ_{tv} aumenta un poco con σ_0 y OCR. Sin embargo, con respecto a las gravas, γ_{tv} es más pequeño a comparación de las arenas. γ_{tv} es más grande que las arenas de los suelos arcillosos saturados parcialmente cortados cíclicamente en las condiciones drenadas. Con respecto a las arcillas saturadas totalmente cortadas cíclicamente en las condiciones no drenadas, parece que γ_{tv} será exclusivo para una arcilla proporcionada. Además, se descubrió que γ_{tv} depende poco o nada del OCR haciendo que γ_{tv} tenga un significado más general para las arcillas que para las arenas. Según los diferentes estudios que se reportaron, Vucetic grafico los valores de γ_{tl} y γ_{tv} vs. el valor correspondiente del índice de plasticidad de la arcilla (IP), vea la Figura 2.28. Se descubrió que γ_{tl} y γ_{tv} tienden a aumentar con el IP. Se reveló que para los suelos que son saturados parcialmente, γ_{tv} es más grande que los suelos que son saturados completamente con el mismo índice de plasticidad.

Vucetic (1994) grafico la amplitud cíclica de la deformación de corte del ciclo 1, γ_{c1} , contra la relación secante del modulo de corte inicial máximo de corte (el modulo normalizado) del ciclo 1 (G_{S1}/G_{max1}), y el γ_{c1} contra la relación equivalente de amortiguación viscosa del ciclo 1 (λ_1), vea la Figura 2.29. Según estas curvas, se marcará γ_{t1} y γ_{tv} para dividir la amplitud cíclica de la deformación del corte γ_c en las diferentes zonas. La marca γ_{t1} divide el comportamiento lineal del esfuerzo-deformación del

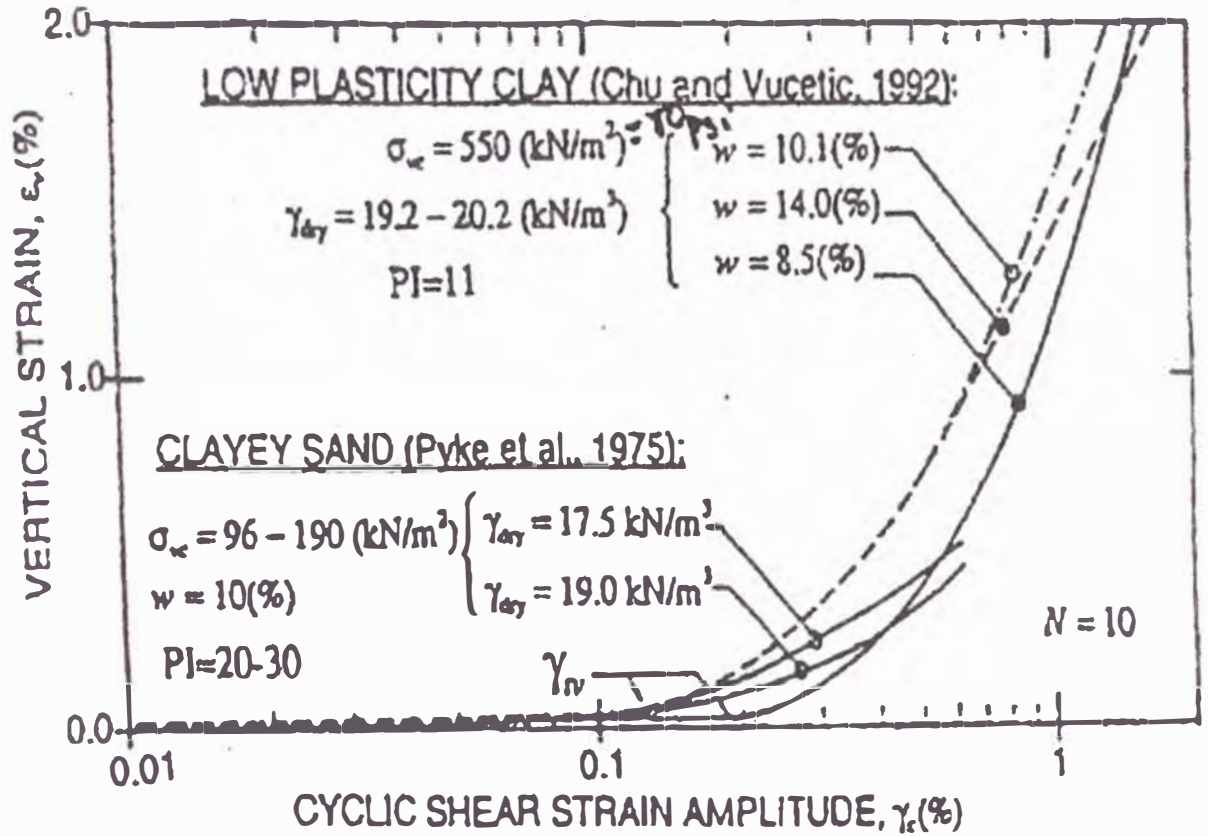


comportamiento lineal mientras que γ_{tv} divide el comportamiento cíclico no destructivo del comportamiento cíclico que provoca los cambios significantes microestructurales. Él concluyó, según estos resultados, que los suelos de alta plasticidad son más flexibles que los suelos de baja plasticidad, es decir, tienen grandes γ_{tv} . Por consecuencia, la reducción de la rigidez de los suelos de alta plasticidad saturados completamente se desarrolla en grandes γ_c a comparación de los suelos de baja plasticidad. Por lo tanto, los suelos de baja plasticidad, especialmente las arenas saturadas y los sedimentos no plásticos, son menos flexibles y totalmente no lineales. Se concluyó que se podrá basar una nueva categorización de las deformaciones de corte cíclico, con respecto a la magnitud y el tipo de suelo, de las correlaciones del γ_{tl} y γ_{tv} con el IP.

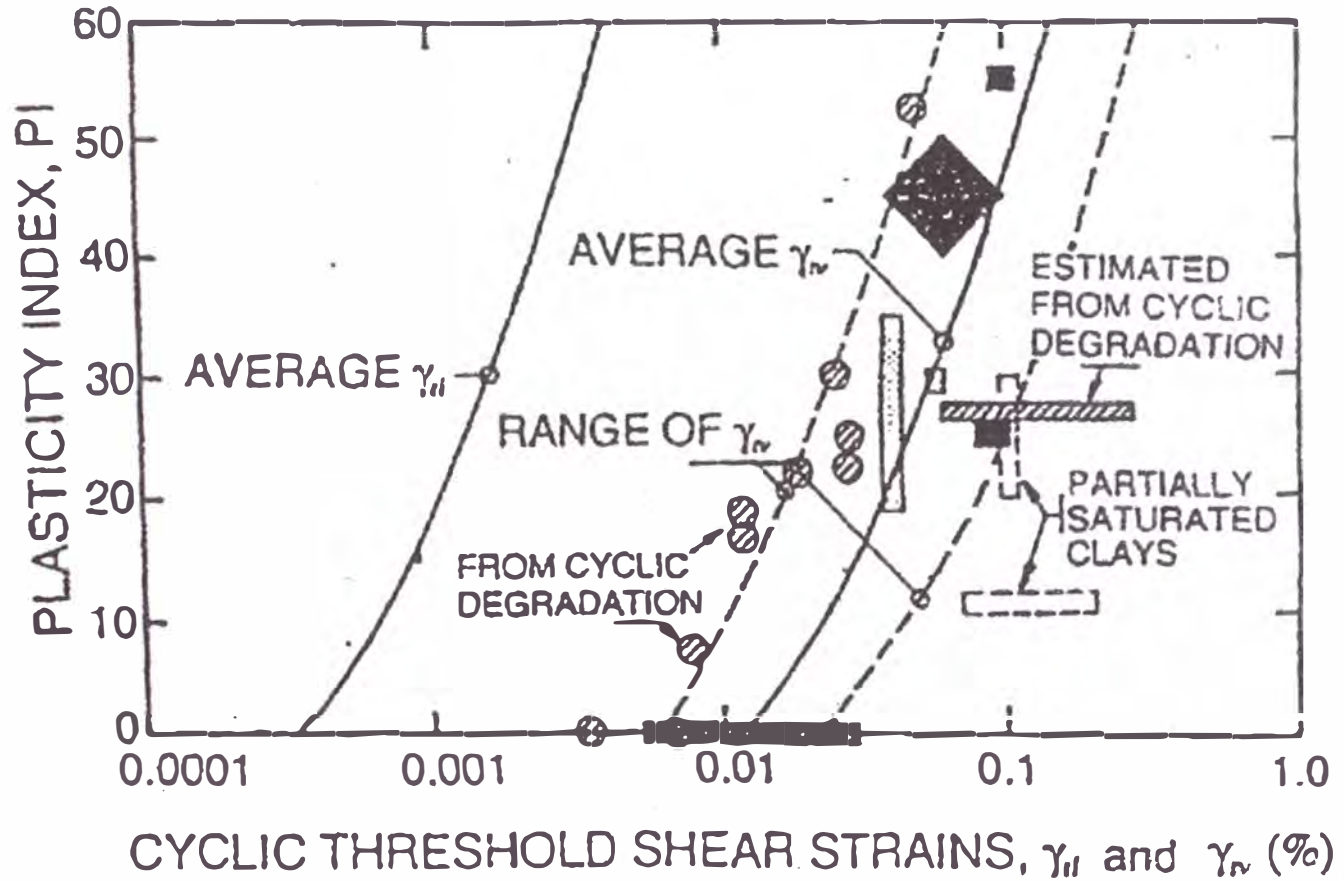


EFFECTO DEL NUMERO DE CICLOS Y AMPLITUDES DE DEFORMACIÓN DE CORTE CICLICO PARA ENSAYOS DE COLUMNA RESONANTE EN ARENAS SECAS (AFTER Vucetic, 1984).

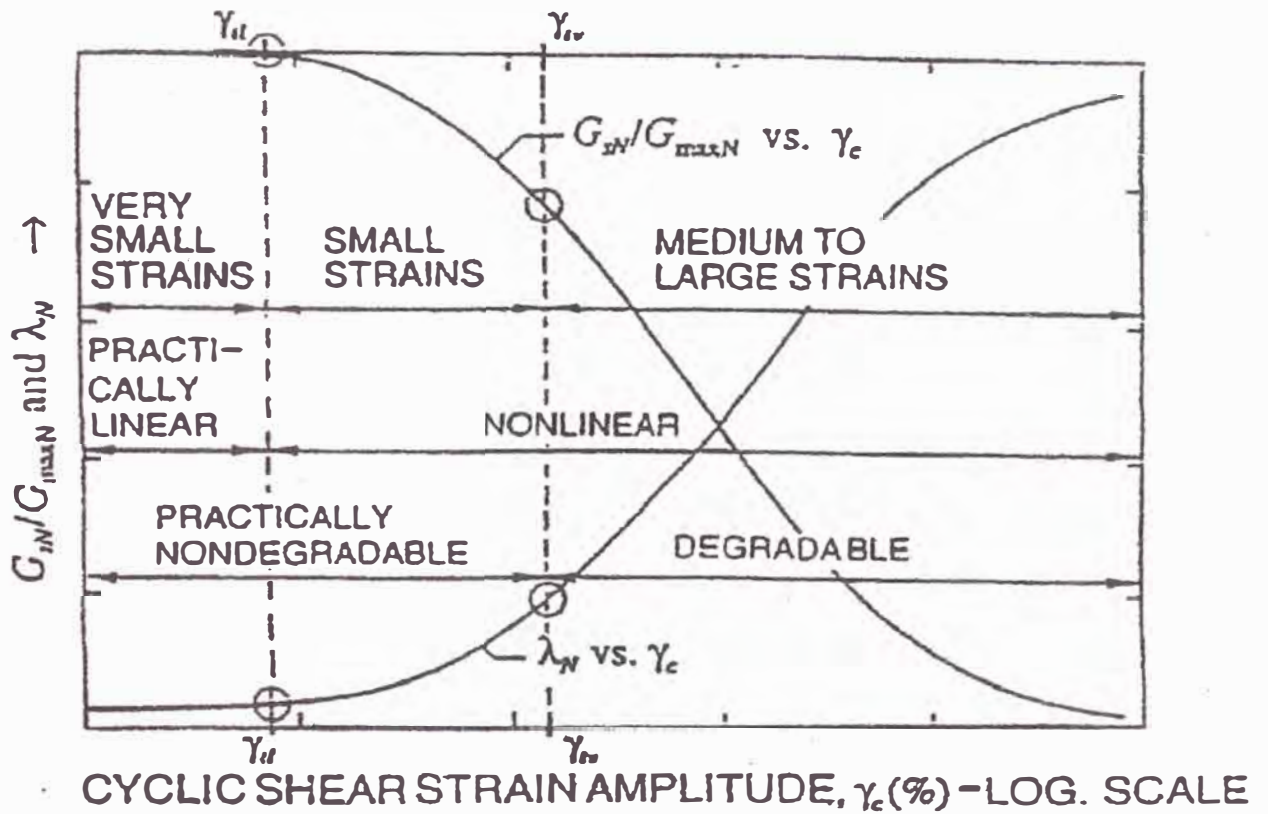
FIGURA 2.26



ASENTAMIENTO DE UN SUELO ARCILLOSO PARCIALMENTE SATURADO EN UN ENSAYO CICLICO DE CORTE SIMPLE CON DEFORMACION CONTROLADA. (AFTER Vucetic, 1994). FIGURA 2.27



EFFECTO DEL INDICE DE PLASTICIDAD EN EL UMBRAL DE DEFORMACION
DE CORTE CICLICO (AFTER Vucetic, 1994)
FIGURA 2.28



**REDUCCIÓN DEL MODULO SECANTE DE CORTE Y LAS CURVAS DE AMORTIGUAMIENTO CON DIFERENTES ZONAS DE AMPLITUDES DE DEFORMACION DE CORTE CICLICO PARA SUELOS COMPLETAMENTE SATURADOS (AFTER Vucetic, 1994).
FIGURA 2.29**



TYPE OF SOIL	DRAINAGE CONDATIONS	
	DRAINED	UNDRAINED
Dry (drained only) or saturated sand	$2 \times 10^{-4} - 4 \times 10^{-4}$	1×10^{-4}
Gravels		$0.5 \times 10^{-4} - 2.0 \times 10^{-4}$
Partially saturated clay	1×10^{-3}	
Partially saturated low plasticity clay	$1 \times 10^{-3} - 2 \times 10^{-3}$	

VALORES TIPICOS DE γ_{tv} (Vucetic , 1994)
TABLA 2.3

2.5.3.2 EL MODELO PREDICTIVO PARA SUELOS FINOS.

El uso del concepto normalizado del modulo en la ingeniería geotécnica de sismos revela que hay una buena comprensión del comportamiento de esfuerzos–deformaciones de los suelos mediante el método de la columna resonante. Al usar este concepto, una vez que se obtiene el modulo de corte máximo, se podrá calcular cualquier modulo de corte de cualquier amplitud de deformación. Para obtener el modulo máximo y esfuerzo, la expresión necesitará el calculo de la deformación del corte cíclico umbral. Sin embargo, el uso de dicho concepto en la ingeniería de pavimentos está limitado porque el uso de la prueba del modulo de resiliencia, lo cual determina las deformaciones de corte cíclico umbral, no es preciso. De hecho, las amplitudes de la deformación, descubiertas en los sistemas del modulo de resiliencia, oscilan alrededor de 0.001 comparados a los umbrales elásticos del suelo que oscilan alrededor de 0.0001 a 0.001.

Para vencer este problema, Pezo y Hudson (1994) plantearon usar el concepto del modulo normalizado para determinar el modulo de resiliencia de los materiales no granulares. El modelo propuesto de M_R de los materiales no granulares es similar al modelo de pronósticos de Ramberg y



Osgood para G. La expresión de Ramberg y Osgood tiene la siguiente forma:

$$\frac{G}{G_{\max}} = \frac{1}{1 + \alpha \left[\frac{\tau}{\tau_y} \right]^{r-1}} \quad [\text{EC.28}]$$

- G = el modulo de corte,
- G_{max} = el modulo de corte máximo,
- τ = el esfuerzo de corte aplicado,
- τ_y = el esfuerzo de corte que corresponde al umbral elástico,
- α,r = los coeficientes de la regresión.

Se escribirá la ecuación de Ramberg y Osgood, modificado por Pezo y Hudson (1994), como:

$$\frac{M_R}{M_{R\max}} = \frac{1}{1 + \alpha \left[\frac{M_R \epsilon_a}{M_{R\max} \epsilon_{et}} \right]^{r-1}} \quad [\text{EC.29}]$$

- M_R = el modulo de resiliencia,
- M_{Rmax} = el modulo de resiliencia máximo que corresponde al umbral elástico de la deformación axial,
- ε_a = la deformación de la resiliencia,
- ε_{et} = el umbral elástico de la deformación axial,
- α,r = los coeficientes de la regresión.

Según el concepto de la deformación axial umbral elástico, se podrá establecer una definición completa del modulo de resiliencia – el esfuerzo axial repetido. La forma de esta relación ha sido de mucho interés en los



bajos esfuerzos desviadores. Ya que la deformación axial umbral elástica define el limite, en lo cual no hay ningún cambio permanente de la rigidez del suelo, la relación del modulo de resiliencia – el esfuerzo desviador deberá ser constante en los muy bajos esfuerzos desviadores (el modelo bilineal, la Figura 2.21).

Se obtendrá la curva modificada de Ramberg-Osgood al combinar los factores que afectan el modulo de resiliencia. Para elegir el modelo más apropiado, se considerará y evaluará el índice de plasticidad, el contenido de la humedad, el porcentaje de la densidad máxima seca, el tiempo, etc. en términos del coeficiente de determinación, R^2 . Según el ejemplo que ilustraron Pezo y Hudson, se descubrió que el índice de plasticidad era el factor que contribuyó más al modelo predictivo. La aplicabilidad del modelo de Pezo y Hudson requiere que se determine el máximo umbral elástico de la deformación axial y el máximo modulo de resiliencia. Se podrán obtener estos dos valores al realizar los métodos de la columna resonante y las pruebas sísmicas de campo, respectivamente.

Pezo y Hudson (1994) plantearon usar un modelo alternativo predictivo para realizar el modulo de resiliencia de los suelos no granulares. El modelo es la regresión de multilíneas que contiene aquellos factores que se correlacionan mayormente con el modulo de resiliencia. Según Pezo y Hudson, aquellos factores que se correlacionaron más eran: (1) el índice de plasticidad, PI; (2) el contenido de humedad, ω (3) la presión confinada, σ_c ; (4) el esfuerzo desviador, σ_d ; (5) la edad de las muestras, η ; y (6) el porcentaje de la máxima densidad seca especificada, λ . El modelo que se formuló tiene la siguiente formula:

$$M_R = e^{-a} (\sigma_d)^{1-b} (\sigma_c)^{1-c} (\omega)^{-d} (\lambda)^{-e} (\eta)^{-f} (PI)^{-g} \quad [EC.30]$$



Para facilitar el uso de esta ecuación, se ordenó la ecuación para expresar cada término como un factor de corrección. Por lo tanto, se presentará la ecuación como:

$$M_R = F_0 F_1 F_2 F_3 F_4 F_5 F_6 \quad [EC.27]$$

Donde:

M_R = el modulo de resiliencia previsto,

F_0 = 9.80 si se expresa M_R como ksi, o 67.60 si se expresa M_R como MPA,

F_1 = el factor de corrección del contenido de humedad,

F_2 = el factor de corrección del porcentaje de la densidad máxima especificada seca,

F_3 = el factor de corrección del índice de plasticidad,

F_4 = el factor de corrección de la edad de las muestras,

F_5 = el factor de corrección de la presión confinada, y,

F_6 = el factor de corrección del esfuerzo desviador.

Se descubrió que el índice de plasticidad tiene el efecto más grande sobre el modulo de resiliencia seguido por el contenido de humedad, el porcentaje de la máxima densidad seca, la edad del espécimen al momento de la prueba, el esfuerzo confinado y el esfuerzo desviador. Se observó que la aplicabilidad de este modelo sólo es valido dentro de las gamas de los factores correlacionados.



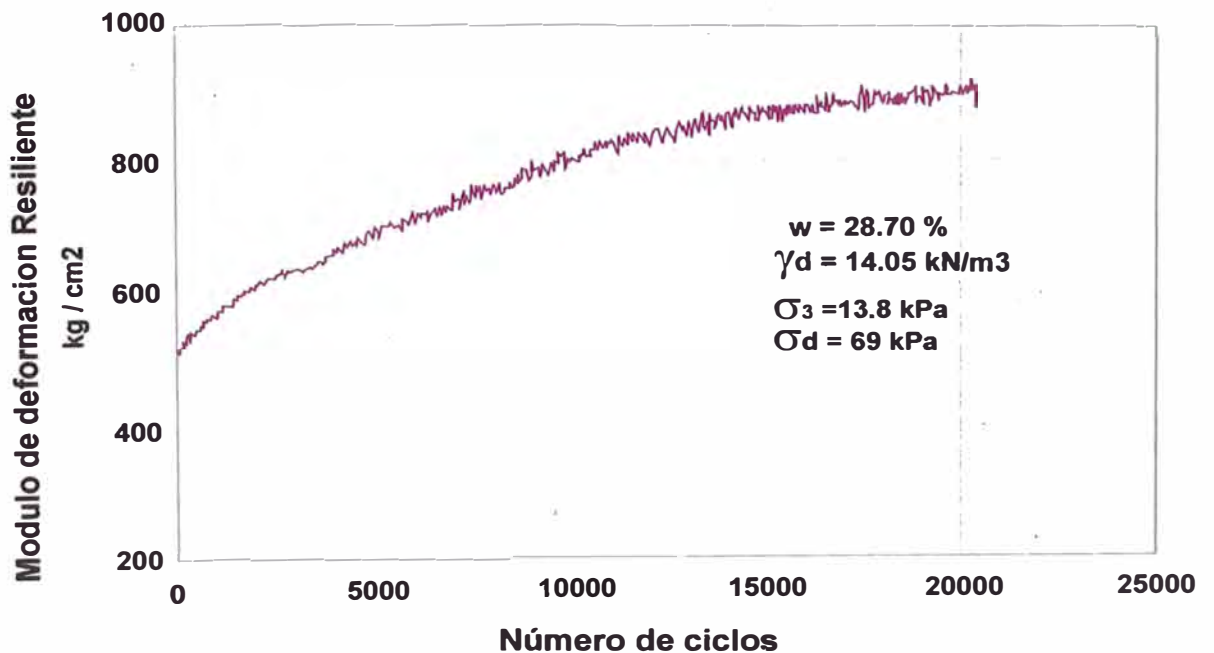
CAPITULO III

FACTORES QUE AFECTAN EL ENSAYO DEL MODULO DE RESILIENCIA EN SUELOS FINOS

3.1 NUMERO DE APLICACIONES DEL ESFUERZO DESVIADOR.

Para analizar el comportamiento del Módulo de Resiliencia de un suelo, se sometieron varios especímenes de arcilla compactada a pruebas de Módulo de Resiliencia con la secuencia recomendada por el Programa Estratégico de Investigación de Carreteras (SHRP); todos los ensayos se llevaron a cabo utilizando onda tipo senoidal con tiempo de aplicación de carga de 0.1s y 0.9s de periodo de reposo.

La figura 3.1 muestra un ensayo realizado sobre una muestra de arcilla compactada con un peso volumétrico seco de 12.31 kN/m^3 y contenido humedad de 20.1%. Se puede notar la variación importante del módulo durante todo el proceso de carga cíclica. Al aumentar el numero de ciclos constante.



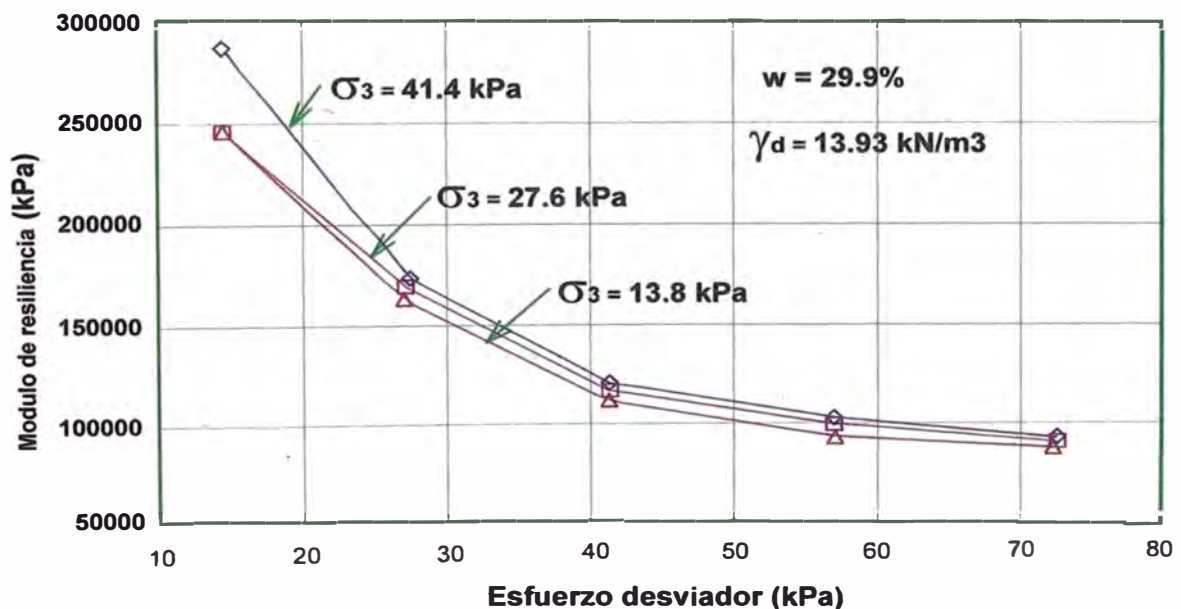
VARIACION DEL MODULO RESILIENTE CON EL NUMERO DE CICLOS
FIGURA 3.1

3.2 MAGNITUD DEL ESFUERZO DESVIADOR.

La figura 3.2 es una muestra de arcilla que fue compactada con un contenido de humedad de 29.9% y para la cual se obtuvo un peso volumétrico de 13.93 kN/m³.

De la figura 3.2 se puede notar la clara dependencia que presenta el Módulo de Resiliencia del esfuerzo desviador aplicado a la poca influencia del esfuerzo de confinamiento en el mismo módulo.

Por otro lado, los valores del Módulo de Resiliencia decrecen rápidamente con el incremento del esfuerzo desviador. Sin embargo, la variación ya no se aprecia tanto a niveles de esfuerzo desviador mayores a 40 kPa.



EFFECTO DE LA INTENSIDAD DEL ESFUERZO EN LA CARACTERIZACION DE LA RESILIENCIA. FIGURA 3.2

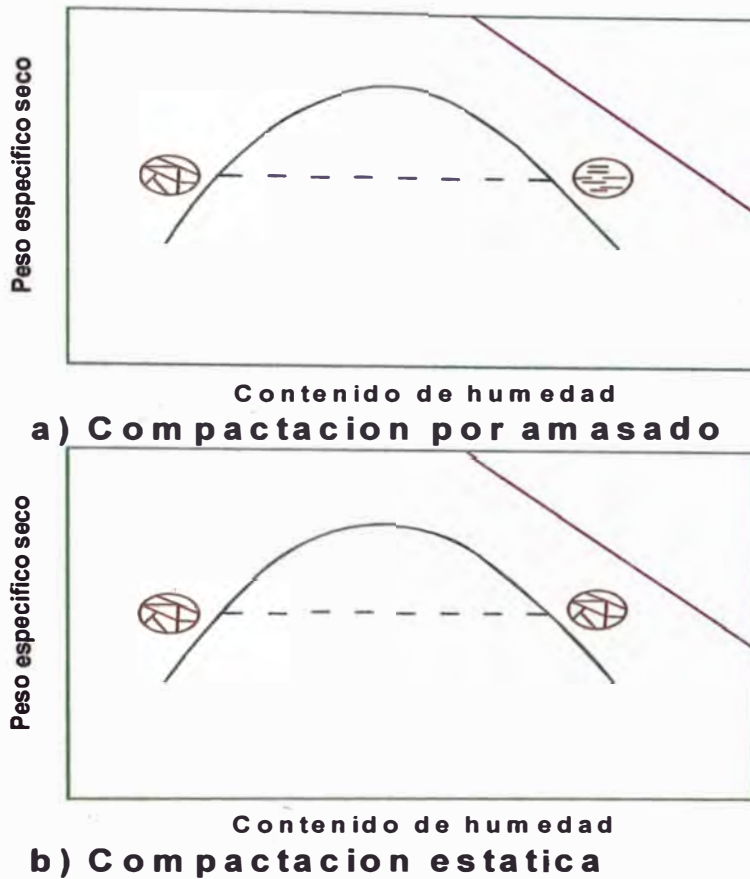
Generalmente para valorar el módulo de resiliencia se utiliza un esfuerzo desviador de 69 kPa (10 psi). Sin embargo, el esfuerzo desviador debe de evaluarse de acuerdo con el estado de esfuerzos que ocurre en la subrasante.



3.3 METODO DE COMPACTACIÓN.

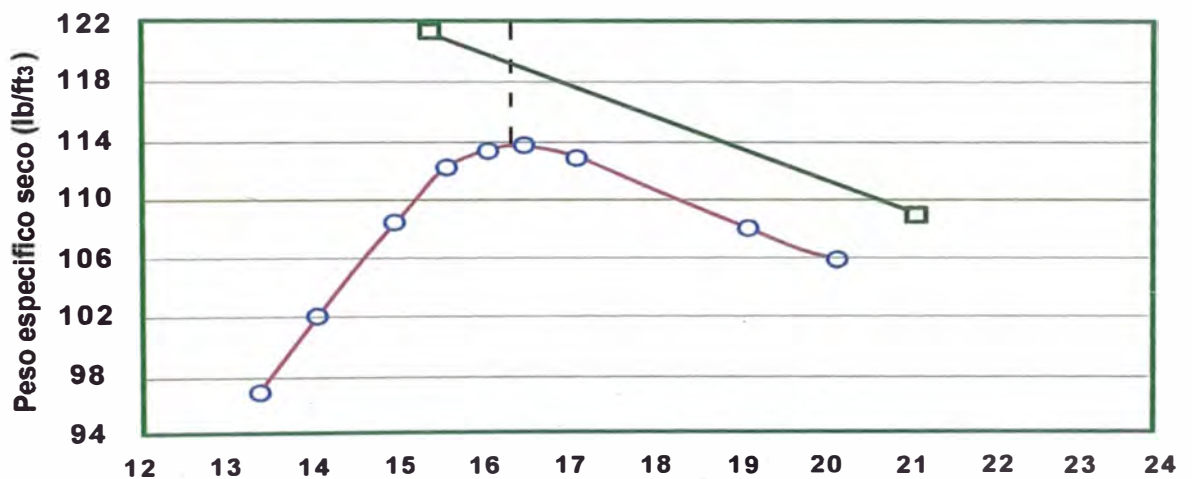
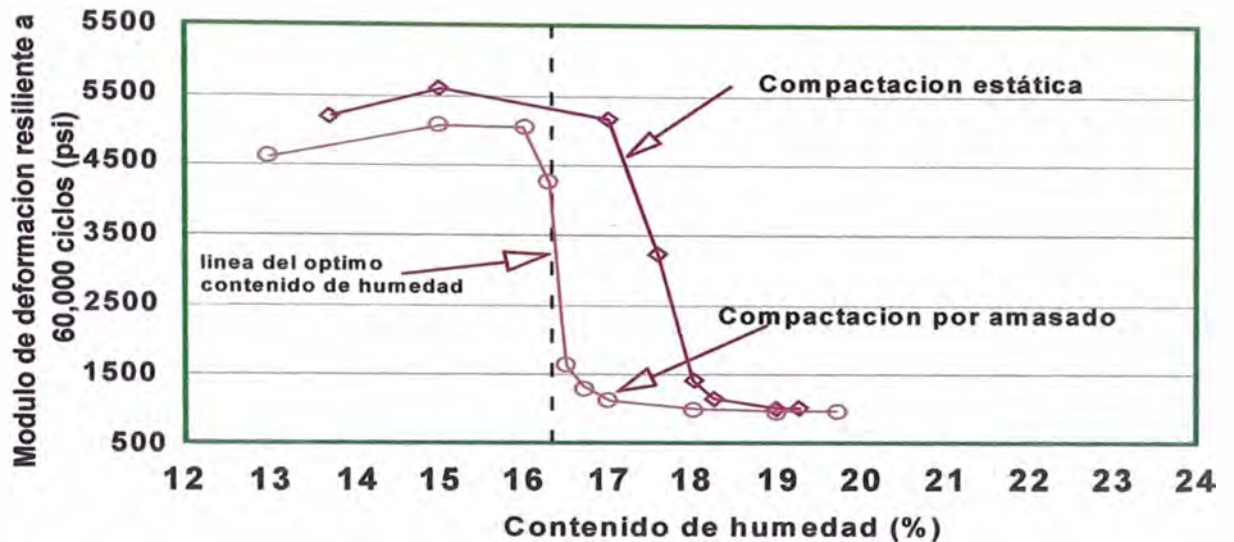
Estudios recientes de las características de resistencia de las arcillas compactadas han demostrado que, para muchos suelos, el método de compactación tiene un profundo efecto en el arreglo que adoptan las partículas de arcillas.

Los cambios en la estructura parecen ser debidos, en gran medida, al cortante inducido en el suelo durante la compactación. Por ejemplo cuando, las muestras se compactan a bajos grados de saturación no hay deformación apreciable inducida por el método de compactación y las partículas de arcilla asumen un arreglo al azar, como se indica en la figura 3.3. Este tipo de arreglo de las partículas ha sido llamado estructura floculada. Sin embargo cuando las muestras son compactadas a altos grados de saturación (arriba de 85%), como ocurre en el lado húmedo de la curva de compactación, la resistencia al esfuerzo cortante inducida durante la compactación puede variar considerablemente. Para suelos compactados por medio de amasados, el pistón penetra en el suelo y causa levantamiento adyacente de la superficie del suelo como resultado de las deformaciones. Las partículas de arcilla tienden a alinearse en forma paralela, como se indica en la figura 3.3(a). Este tipo de estructura es llamada estructura dispersa. Sin embargo, si el mismo suelo es compactado estáticamente no hay posibilidad de que exista ningún desplazamiento lateral y las partículas tienden a conservar su estructura floculada, esta se muestra en la figura 3.3 (b).



ORIENTACION DE LAS PARTICULAS EN ARCILLAS COMPACTADAS. FIGURA 3.3

Al comparar la resistencia a la compresión simple que se obtuvo en muestras compactas (del lado seco) con métodos estáticos y por amasado, es apreciar una diferencia poco significativa; sin embargo, si a las muestras compactadas mediante ambos métodos se les incrementa el grado de saturación a valores cercanos a 100% las resistencias presentan una gran variación. Lo mismo se puede decir de las características de resiliencia de las arcillas compactadas. La figura 3.4 muestra los valores de modulo de resiliencia desarrollados a 60000 aplicaciones, en muestras preparadas para toda la curva de compactación. Para contenidos de humedad entre 16% y 18% la variación en módulos de resiliencia obtenidos por ambos métodos presentan diferencias muy marcadas.



EFFECTO DEL METODO DE COMPACTACION EN LAS CARACTERISTICAS DE RESILIENCIA
FIGURA 3.4

3.4 GRADO DE COMPACTACIÓN Y CONTENIDO DE HUMEDAD.

Se sabe que el módulo de resiliencia de los suelos no es una propiedad constante, sino que es dependiente de varios factores, entre otros el peso específico seco y el contenido de humedad.

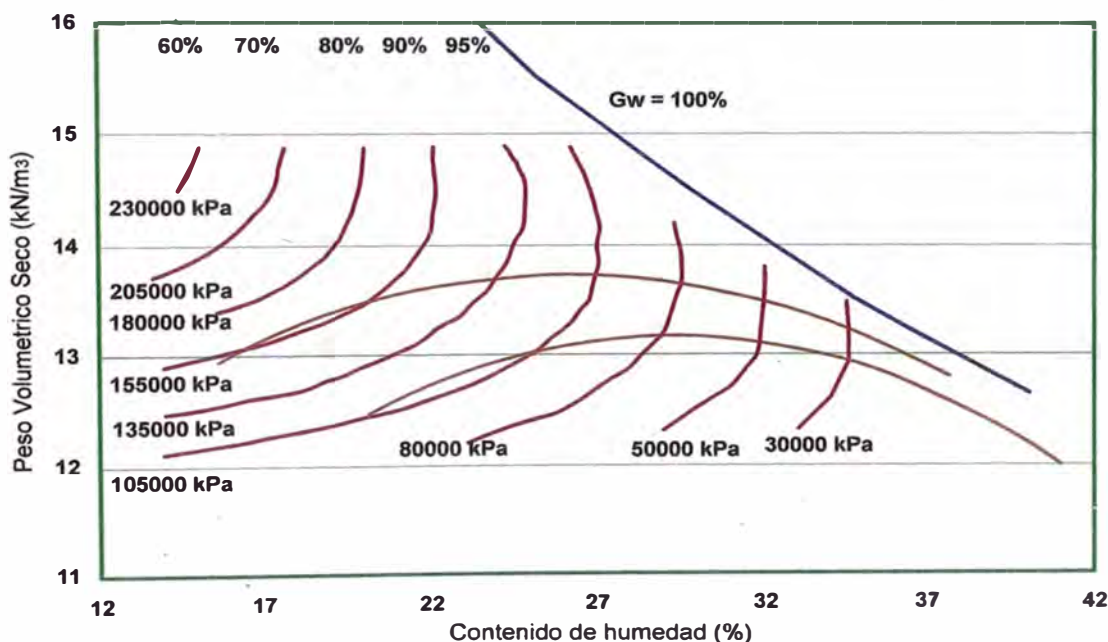
Se tomo como referencia un estudio realizado en el cual se probaron 35 muestras de arcilla de alta compresibilidad. Los pesos volumétricos varían entre 12 a 15 kN/m³ y los contenidos de humedad entre 14 y 36%. Las



muestras se sometieron a 20,000 ciclos con un esfuerzo desviador de 69 kPa y una presión de confinamiento de 13.8 kPa.

El rango de variación del parámetro módulo de resiliencia fue de 33,800 kPa a 186,000 kPa, para los rangos de contenido de humedad y peso específico seco utilizados.

Tomando como base los datos de módulo de resiliencia obtenidos se trazaron líneas isocaracterísticas de igual valor de módulo de resiliencia y así observar su comportamiento en el espacio de compactación. Dicho comportamiento se muestra en la figura 3.5.



LÍNEAS ISOCARACTERÍSTICAS PARA CONDICIONES DE $\sigma_d = 69$ kPa Y $\sigma_3 = 13.8$ kPa.

FIGURA 3.5

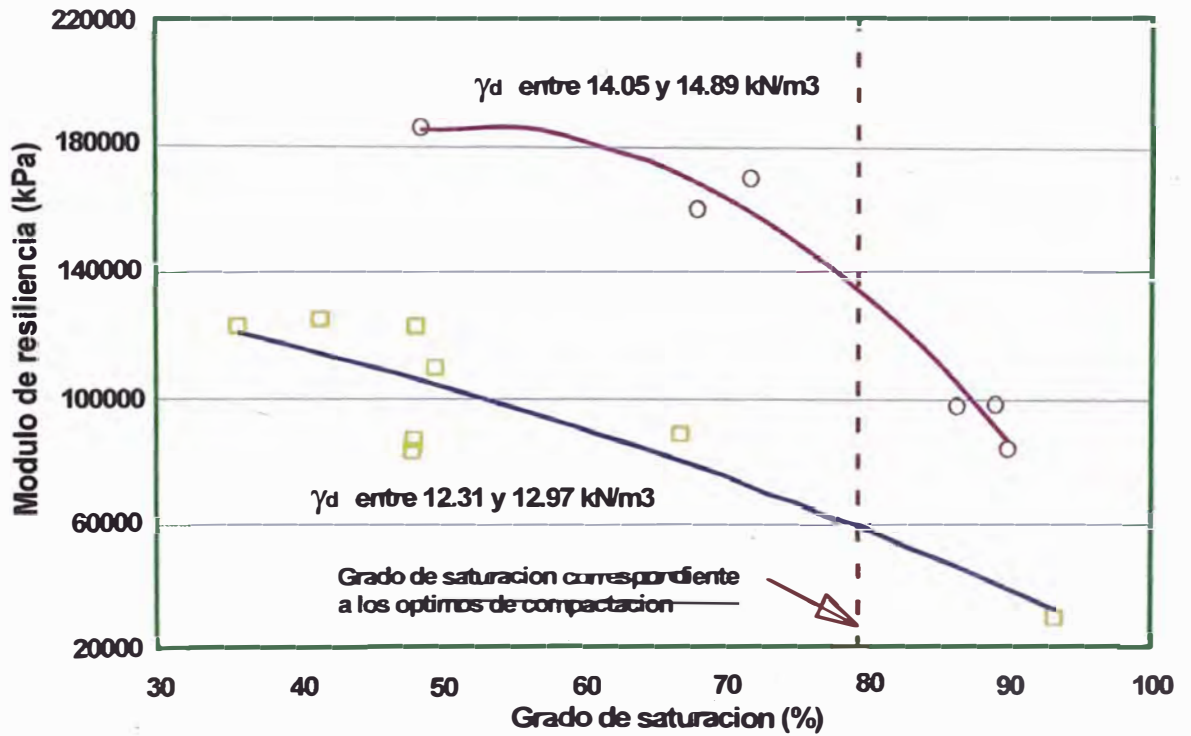
La figura anterior muestra claramente la influencia del contenido de humedad y del peso específico seco en la magnitud del módulo de resiliencia.

Es claro que la magnitud del módulo de resiliencia para un valor contenido de humedad dado, aumenta con el peso hasta cierto valor y después



disminuye para grados de saturación elevados, en especial después del correspondiente a los óptimos de compactación figura 3.6.

Así entonces la definición del valor para el modulo de resiliencia de un suelo debe de tomar en cuenta los factores mencionados.



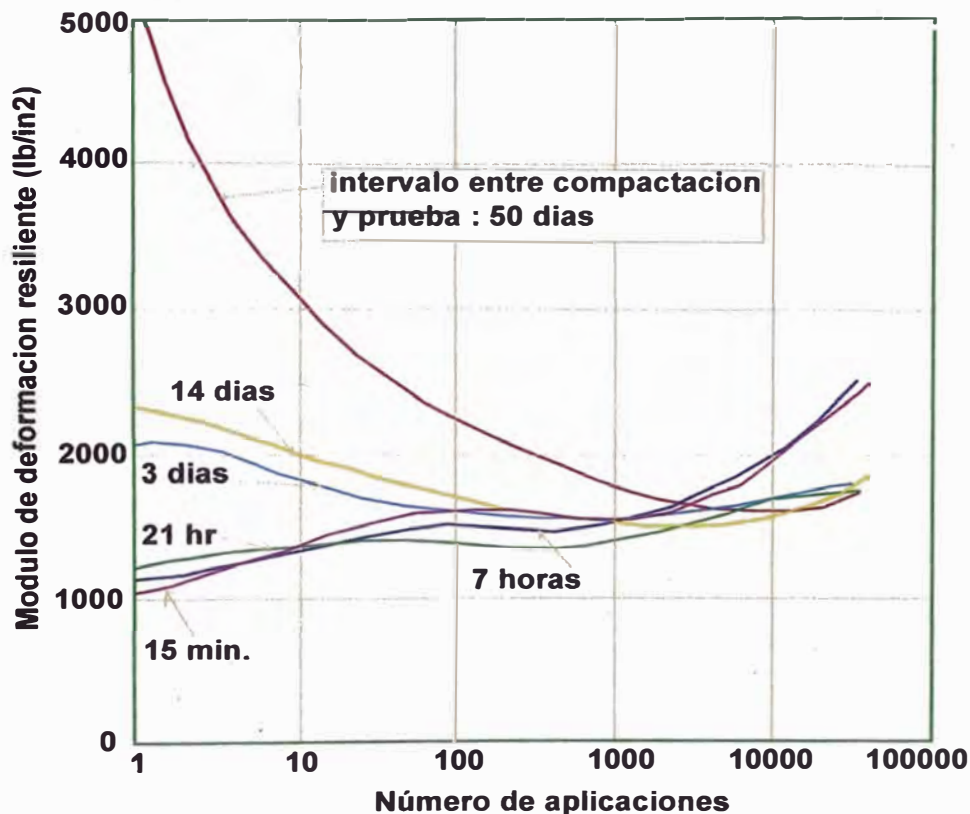
COMPORTAMIENTO DEL MODULO DE RESILIENCIA RESPECTO AL GRADO DE SATURACION.

FIGURA 3.6

3.5 TIXOTROPIA.

En estudios previos sobre arcillas compactadas se ha encontrado que las muestras compactadas a altos grados de saturación, particularmente por métodos de compactación que inducen cortantes en el suelo, muestran un

pronunciado incremento en la resistencia si se permite un periodo de reposo. Este incremento en la resistencia es atributo a la tixotropía y al cambio progresivo en los arreglos de partículas y presiones de poro del agua dentro del suelo en un tiempo prolongado. Efectos similares han sido observados en estudios acerca de las características resilientes de arcillas compactadas; como se ilustra en la figura 3.7 para muestras de subrasante del tramo de prueba AASHO preparadas por amasado.



EFFECTO DE LA TIXOTROPIA EN LAS CARACTERÍSTICAS DE RESILIENCIA DE UN SUELO DE SUBRASANTE EN EL TRAMO DE PRUEBA AASHO. (Seed, Chan and Lee)

FIGURA 3.7

En el trabajo de Seed et al (1962) se reportaron muestras que se prepararon con características semejantes y que fueron ensayadas bajo las mismas condiciones a intervalos de tiempo de 15 minutos, 7 horas, 21 horas, 3 días, 14 días y 50 días después de la compactación. El efecto de la



tixotropía en el módulo resiliente varía con el número de repeticiones. A menos de 10,000 aplicaciones, un incremento en el tiempo de almacenamiento previo a la prueba causa un aumento en el módulo resiliente; pero mayor números de repeticiones los valores ya no son significativamente por el periodo de almacenamiento. Esto probablemente es debido a que las deformaciones inducidas por la carga repetida progresivamente destruyen en gran cantidad la resistencia ganada. Sin

embargo, vale la pena hacer notar que para un bajo número de repeticiones de carga y el nivel de esfuerzo usado en estas pruebas, la diferencia en el módulo de resiliencia entre muestras probadas inmediatamente o un día después de la compactación y muestras probadas después de 50 días puede variar entre 300 y 400%.

CAPITULO IV

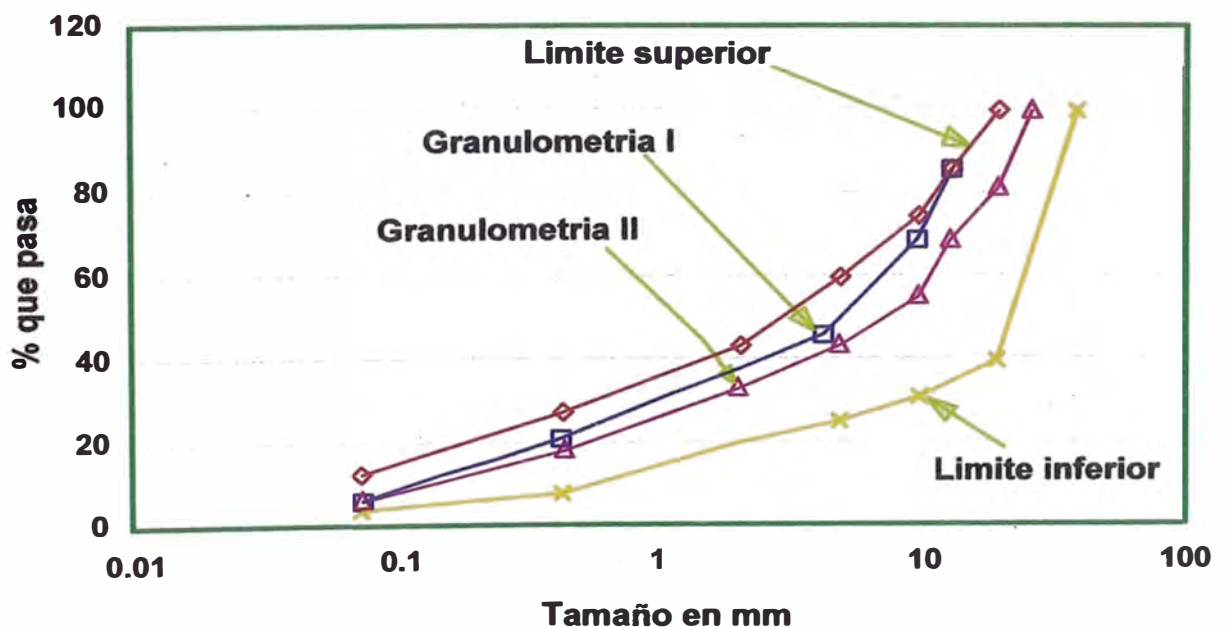
FACTORES QUE AFECTAN EL ENSAYO DEL MODULO DE RESILIENCIA EN MATERIALES GRANULARES.

4.1 TIPO DE MATERIAL.

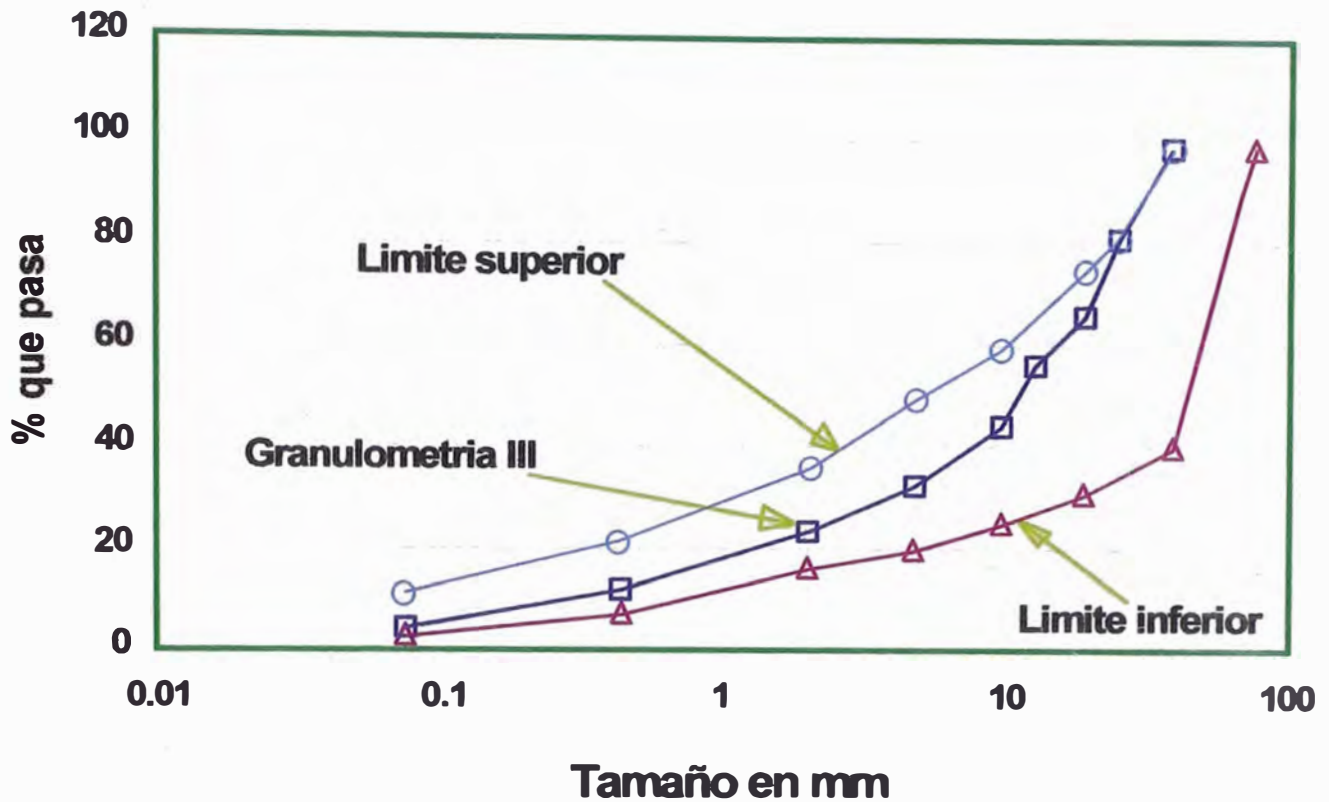
En relación con el tipo de material y sus características, influyen la naturaleza de la roca, el grado de sanidad (índice de solidez de los granos) y tamaño máximo de las partículas, su angulosidad y rugosidad, composición granulométrica.

Musharraf et al (1994) llevaron acabo un estudio en el que utilizaron seis tipos de agregados los cuales consistieron de tres calizas, una arenisca un granito y una riolita, estos materiales son los comúnmente usados en la construcción de bases y subbases de pavimentos de carreteras en Oklahoma, USA.

En la figura 4.1 y 4.2 se presentan las curvas granulométricas de los materiales estudiados.



GRANULOMETRIA I Y II UTILIZADAS EN EL ESTUDIO (Mushurraf 1994)
FIGURA 4.1



**GRANULOMETRIA III UTILIZADAS EN EL ESTUDIO (Mushurraf 1994)
FIGURA 4.2**

En la figura 4.3 (Musharraf et al, 1994) se presentan valores del módulo de resiliencia obtenidos al probar los seis materiales granulares mencionados anteriormente.

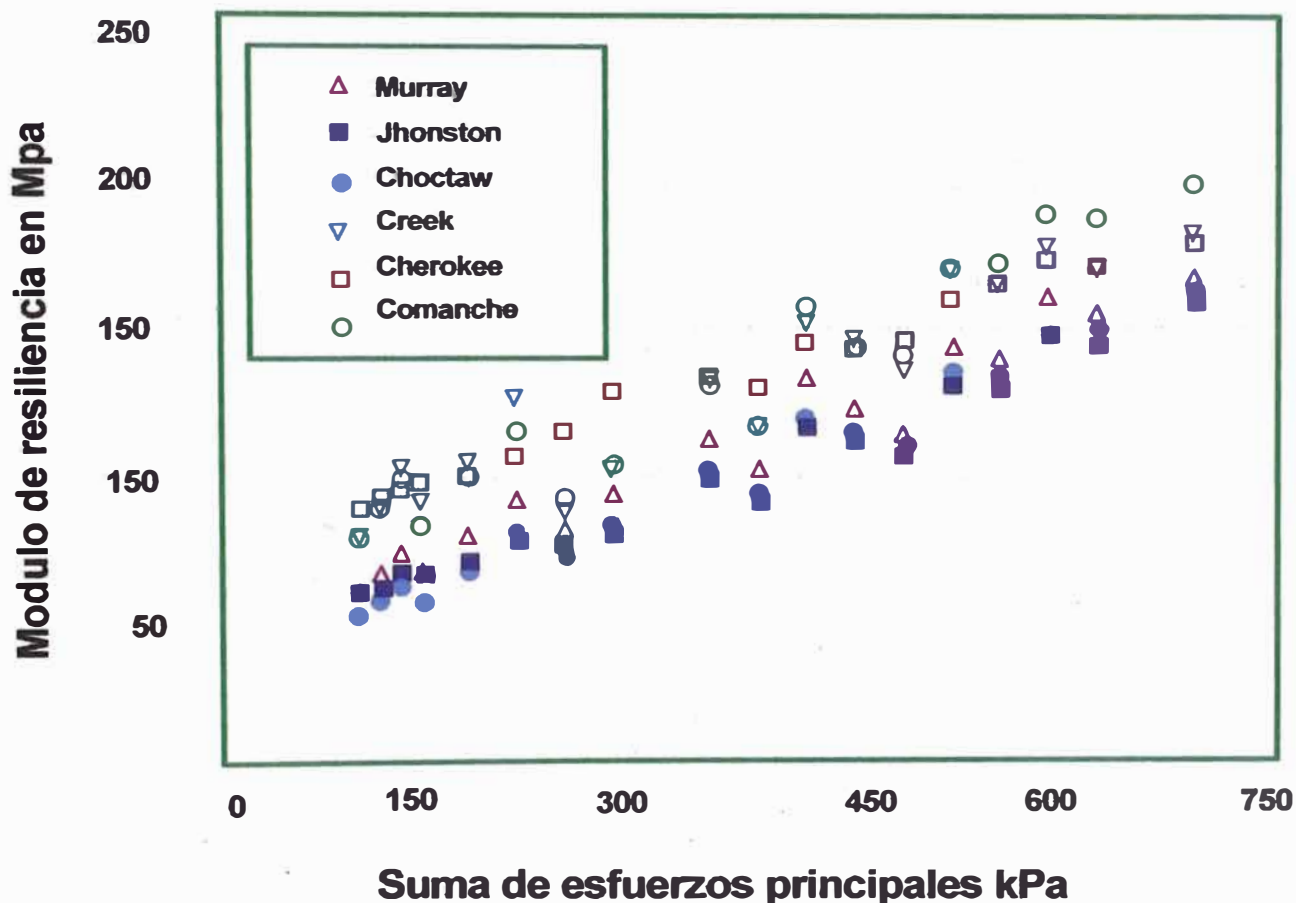
Se aprecia en la figura la variación del módulo de resiliencia con el estado de esfuerzo, así como las diferencias debidas al tipo de material. Las diferencias en el módulo de resiliencia debido al tipo de material, varían entre 20 y 50%.

Es importante notar que contrariamente a lo observado en suelos finos, el módulo de resiliencia aumenta con el nivel de esfuerzos en materiales granulares.

De acuerdo con varios investigadores (Corro, et al, 1985) una grava arcillosa puede tener módulos de resiliencia del orden de 375 MPa, en tanto que una grava arenosa alcanza valores de 650 MPa. Es evidente que estos datos son incompatibles con los determinados de acuerdo con otros criterios; por ejemplo,



Brown y Pappin sugieren módulos del orden de 100 MPa para la base de buena calidad y de 40 MPa para bases granulares deficientes.



MODULO DE RESILIENCIA OBTENIDOS EN SEIS TIPOS DE AGREGADOS (Mushurraf 1994).

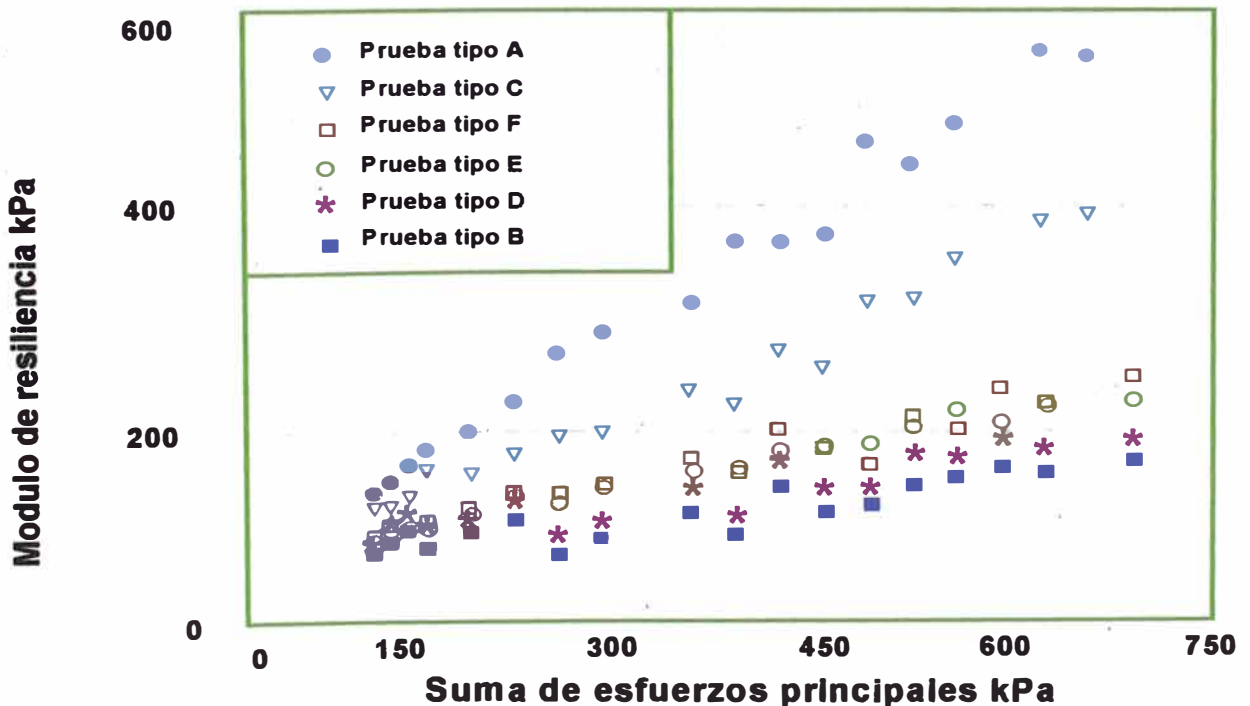
FIGURA 4.3

4.2 TAMAÑO DEL ESPECIMEN, TIPO DE COMPACTACION, PESO ESPECÍFICO Y GRANULOMETRIA.

Para observar el efecto del tamaño del espécimen, tipo de compactación, peso específico y granulometría, Musharraf et al (1994), llevaron a cabo una serie de ensayos de módulo de resiliencia. Las características de cada uno de los especímenes se muestran en la tabla siguiente:

(1)	TIPO DE PRUEBAS						
	(2)	(3)	(4)	(5)	(6)	(7)	(8)
Procedimiento	T292-91 I	T292-91 I	T292-91 I	T292-91 I	T292-91 I	T292-91 I	T294-92 I
Compactación	T180-90D	T180-90D	vibratoria	vibratoria	vibratoria	vibratoria	vibratoria
Tamaño del espécimen	10.16	15.24	10.16	15.24	15.24	15.24	15.24
Granulometría	I	II	I	II	I	III	II
Peso Específico (gr/cm ³)	2.444	2.408	2.304	2.387	2.310	2.355	2.387

En la figura 4.4 se puede observar el comportamiento del módulo de resiliencia de cada uno de los especímenes probados.



EFFECTO DE LA COMPACTACION Y GRANULOMETRIA (I,II Y III) EN EL MODULO RESILIENCIA PARA MUESTRAS DE 10.16 cm Y 15.24 cm DE DIAMETRO (Musharraf 1994)
FIGURA 4.4



De la figura se puede notar que para un nivel de esfuerzos dado, el módulo de resiliencia para muestras con 15.24 cm de diámetro (pruebas tipo B y D) fueron mas bajos que los obtenidos en los especímenes de 10.16 cm de diámetro (pruebas tipo A y C). A valores bajos de esfuerzo (menores de 137.8 KPa), sin embargo, las diferencias fueron pequeñas. Los valores más altos del módulo de resiliencia para especímenes de 10.16 cm pueden ser atribuidos a la diferencia en granulometría para diferentes especímenes. Los valores de módulo de resiliencia se incrementaron utilizando una granulometría tipo I para especímenes de 15.24 cm (pruebas tipo E) comparadas con especímenes del mismo tamaño pero con granulometría tipo II (prueba tipo D). Usando el método de compactación vibratoria, en los especímenes de 10.16 cm siempre se obtuvieron bajos pesos volumétricos, comparados con los que se obtuvieron para especímenes de 15.24 cm para el mismo contenido de agua. Sin embargo si la granulometría tipo I para especímenes de 15.24 cm fuera usada, el peso específico seco para las muestras llega a ser similar a los de muestras de 10.16 cm. Por lo tanto, el peso específico seco fue dominado por la granulometría utilizada más que por el tamaño del espécimen.

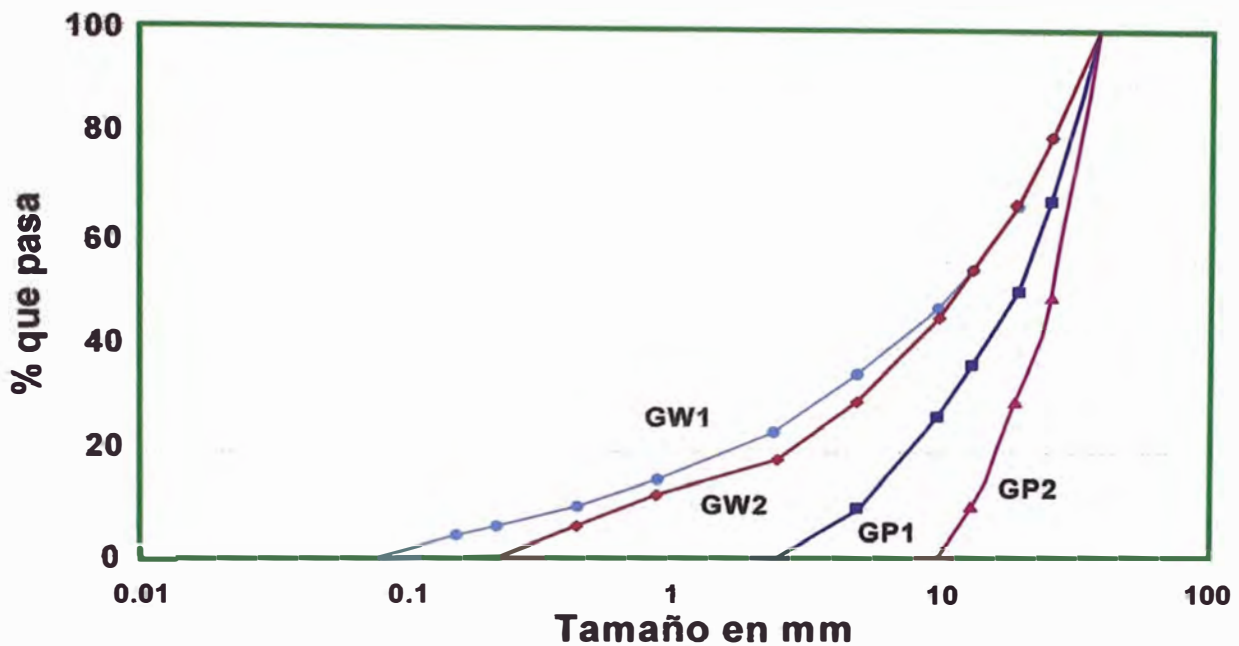
Una comparación de los valores de módulo de resiliencia para las granulometrías II y III (pruebas tipo D y F) se presentan en la figura 4.4 la cual muestra que la graduación III produce valores de módulo de resiliencia ligeramente más altos que los de la granulometría tipo II. Sin embargo, el efecto de la granulometría sobre el módulo de resiliencia pareciera tener menos importancia.

Por otro lado, Thompson (citado en Dar –Hao Chen, et al.) reportó que para una granulometría dada (material triturado o no) el tipo o naturaleza del material (caliza, arenisca, granito etc) generalmente no es un factor significativo en términos de módulo de resiliencia. Thompson y Smith observaron que los módulos de resiliencia de varios agregados son similares y el tipo de agregados utilizados como base de pavimentos carreteros tienen efectos limitados en el módulo de resiliencia.



4.3 MAGNITUD DEL ESFUERZO DESVIADOR APLICADO.

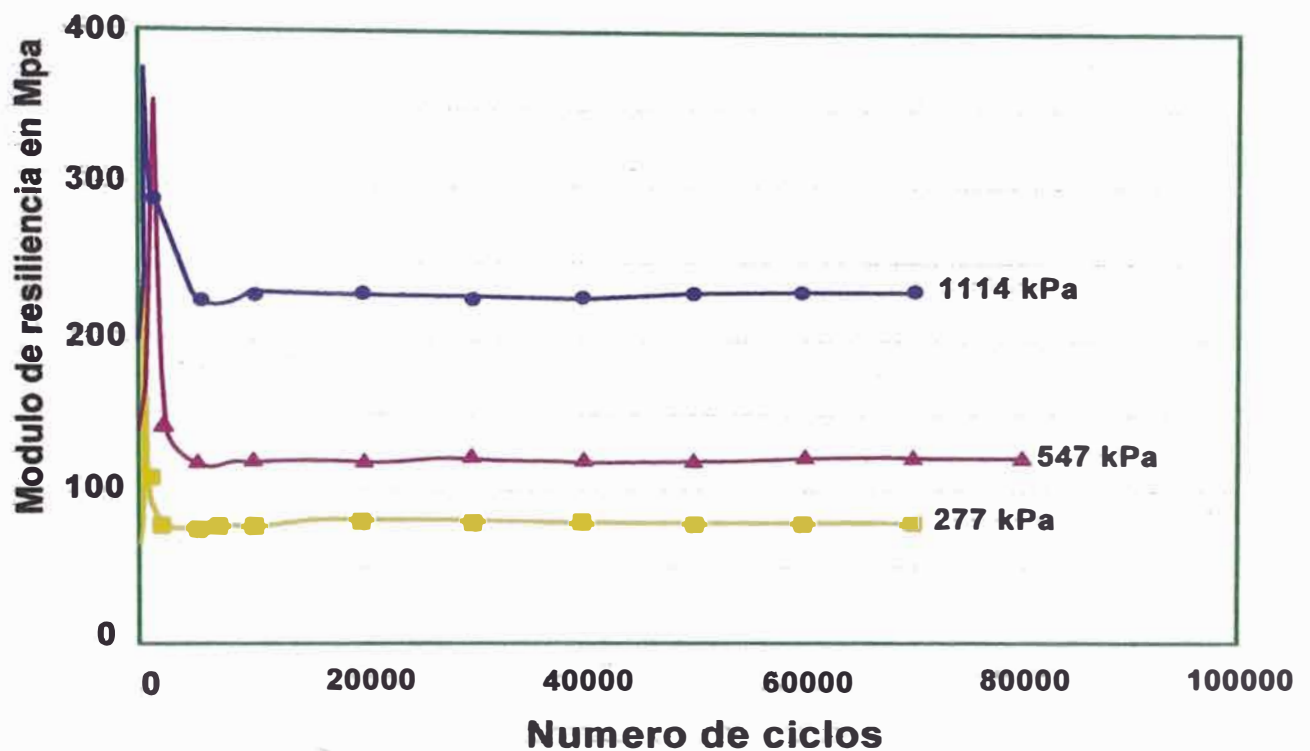
En el instituto de Transporte Mexicano se desarrollaron estudios de la influencia del esfuerzo desviador aplicado en el módulo de resiliencia, para lo cual utilizaron cuatro granulometrías figura 4.5. Las curvas identificadas como GW1 y GW2 corresponden a materiales bien graduados. Las curvas GP1 y GP2 corresponden a materiales uniformes.



**CURVAS GRANULOMETRICAS DE LOS MATERIALES.
FIGURA 4.5**

De los resultados obtenidos se encontró que el módulo de resiliencia que alcanza un material granular una vez que la deformación recuperable llega a un valor estable, aumenta en razón directa al nivel del esfuerzo aplicado. Lo anterior puede apreciarse en la figura 4.6. elaborada con resultados de pruebas de carga cíclica en 3 muestras de igual granulometría, sometida a esfuerzos cíclicos de 277, 547 y 1114kPa.

El módulo de resiliencia de un material granular es entonces dependiente del nivel de esfuerzo aplicado y no se le puede considerar como una propiedad intrínseca del material.



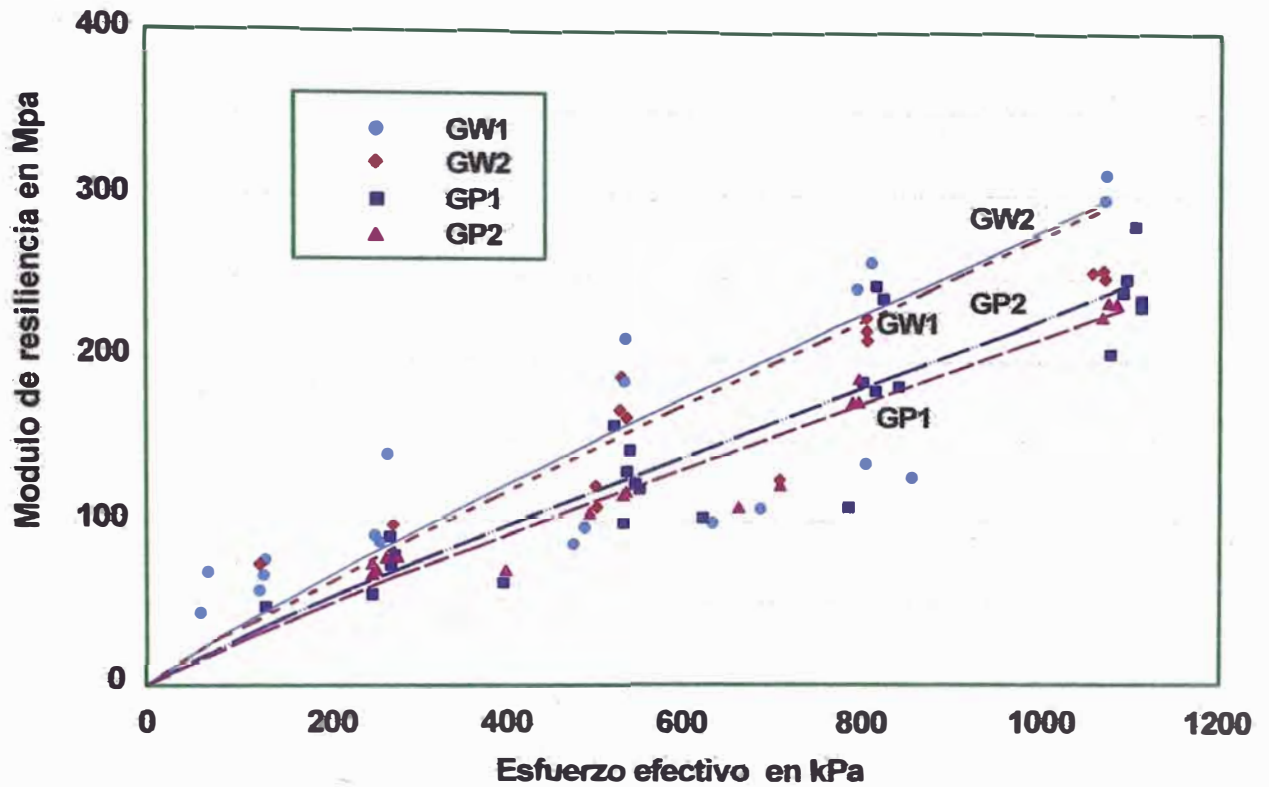
EVOLUCION DEL MODULO DE RESILIENCIA CON EL NUMERO DE CICLOS PARA ESFUERZOS VERTICALES DE 277, 547 Y 1114 kPa.

FIGURA 4.6

En la figura 4.7 se muestra la evolución del módulo de resiliencia con magnitud del esfuerzo aplicado, para las cuatro granulometrías utilizadas.

Se observa que el módulo de resiliencia se incrementa al aumentar la magnitud del esfuerzo. Los materiales con granulometría similar tienden a agruparse, como en el caso de GW1 y GW2 (bien graduados) y de GP1 y GP2 (mal graduados).

Para el máximo nivel de esfuerzos aplicados (1100 kPa) es de esperarse módulos de resiliencia del orden de 300 MPa en materiales bien graduados y de 240 MPa en materiales uniformes. El estudio mostró una influencia de la granulometría en los valores de modulo de resiliencia.

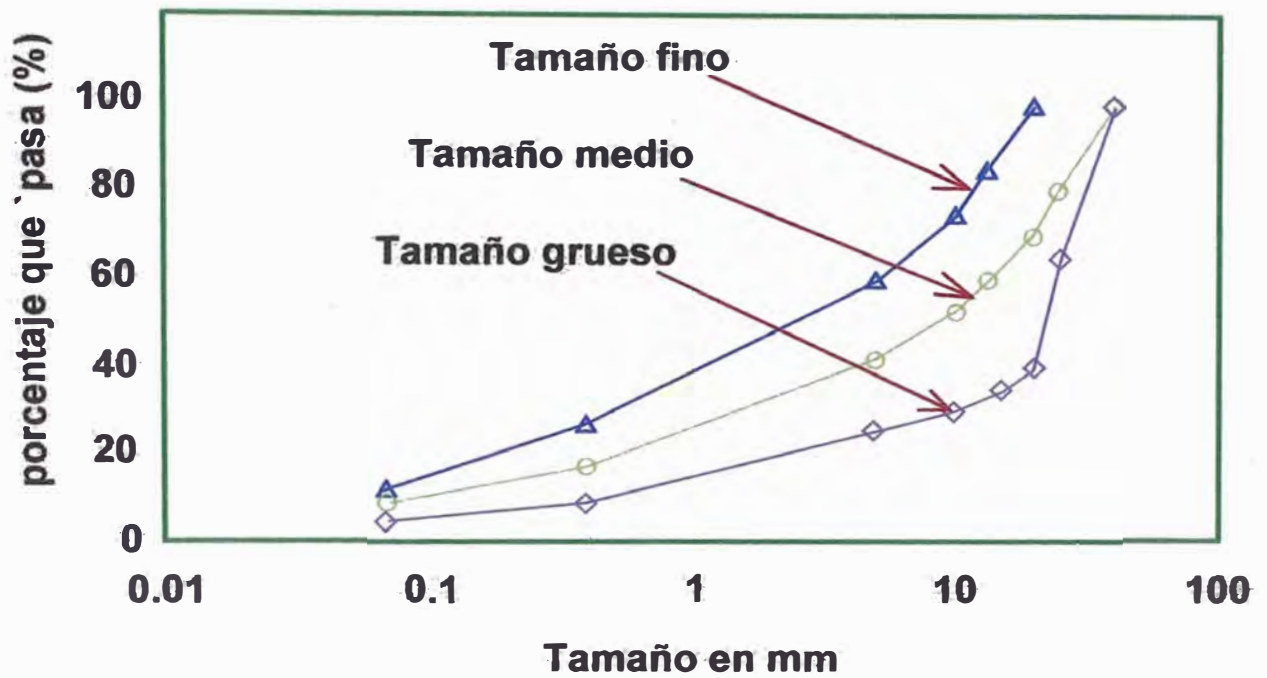


**EVOLUCION DEL MODULO DE RESILIENCIA CON EL NIVEL DE ESFUERZOS APLICADOS.
 FIGURA 4.7**

4.4 CONTENIDO DE HUMEDAD.

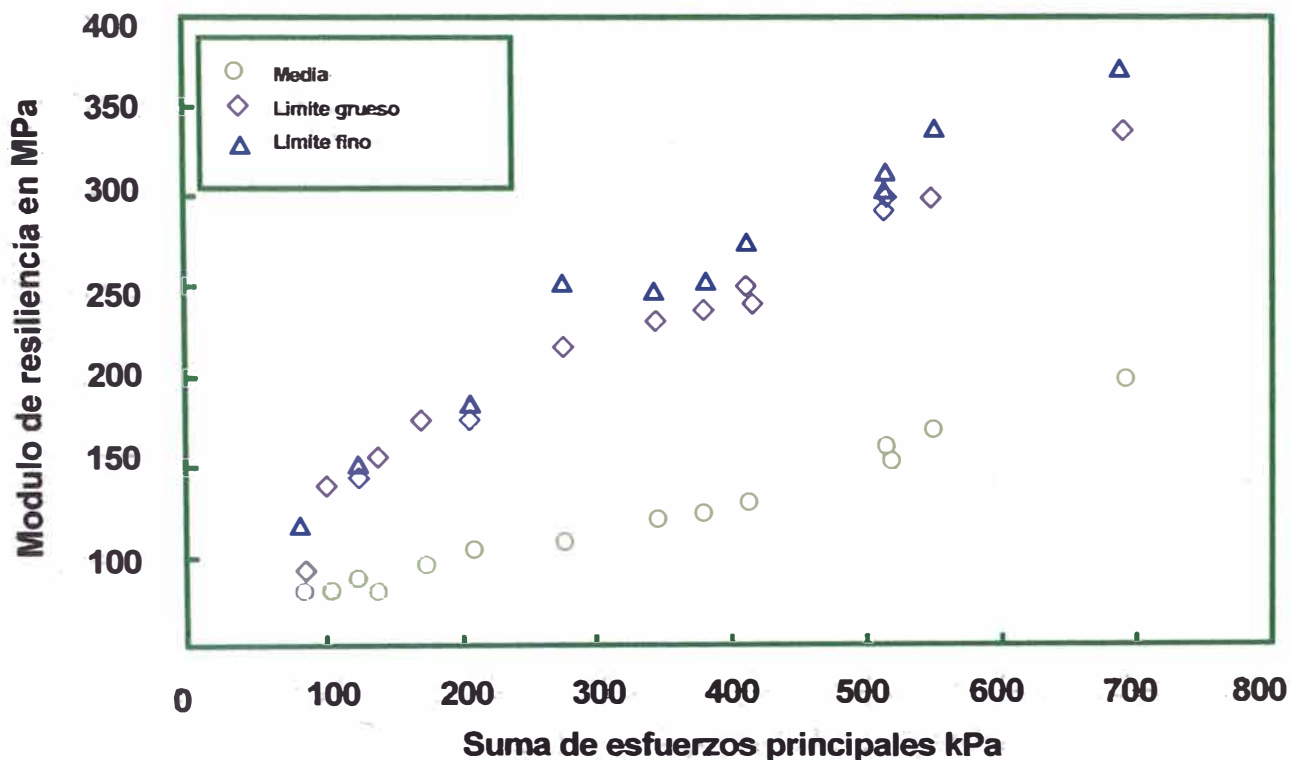
Ping Tiam, reporta los resultados de un estudio realizado con dos materiales granulares que se utilizan comúnmente en la construcción de subbases y bases de pavimentos de Oklahoma, los cuales se trabajaron con tres granulometrías y tres contenidos de agua diferentes, a fin de conocer la influencia de estas características en su comportamiento esfuerzo - deformación.

Las tres diferentes granulometrías empleadas se muestran en la figura 4.8. Los contenidos de agua fueron los correspondientes a la óptima (4.6 a 6.3%) , 2% menor y 2% mayor.



DIFERENTES GRANULOMETRIAS UTILIZADAS EN EL ESTUDIO.
FIGURA 4.8

El procedimiento de prueba en todos los ensayos fue el AASHTO T294-94. La figura 4.9. Muestra gráficamente los valores de módulo de resiliencia obtenidos para diferentes niveles de esfuerzo, en el material preparado con tres diferentes granulometrías.

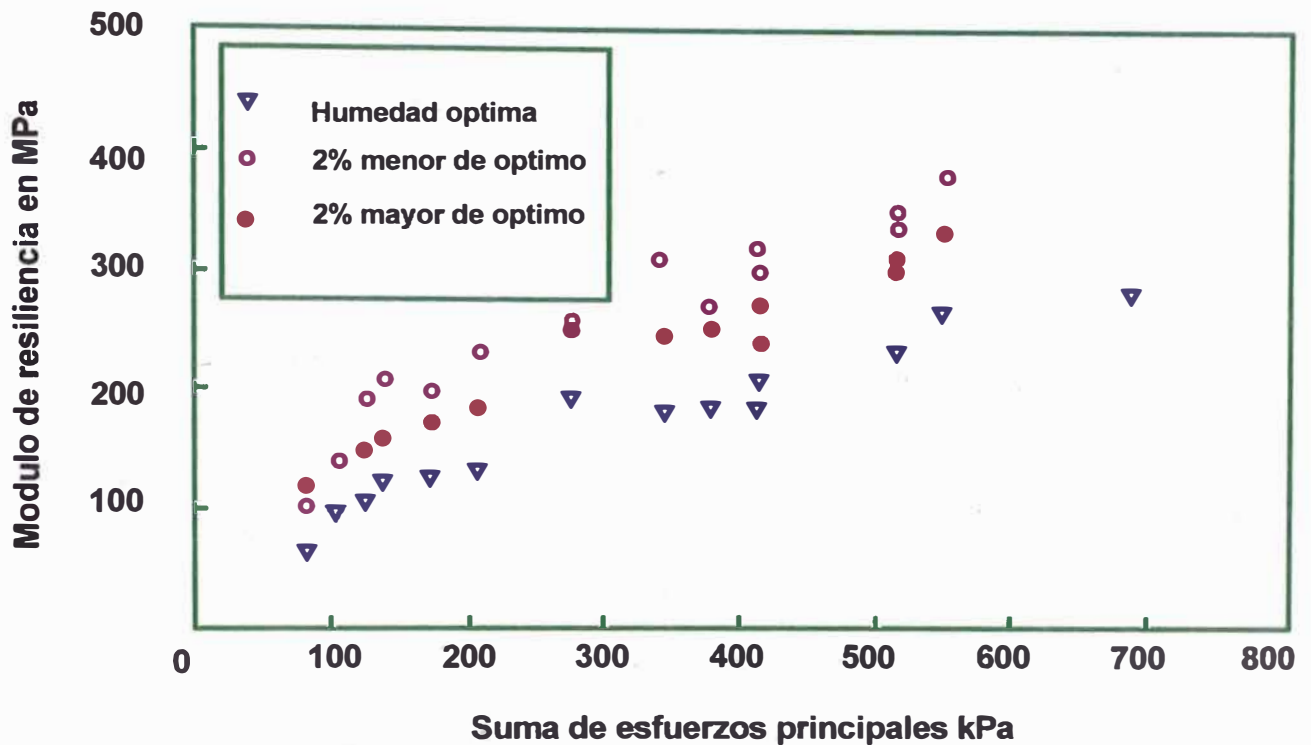


VALORES MEDIOS DE MODULO DE RESILIENCIA PARA DIFERENTES GRANULOMETRIAS.

FIGURA 4.9

Se aprecia la gran diferencia de los módulos de resiliencia obtenidos con materiales de granulometría fina en la relación con los obtenidos en materiales de granulometría media y gruesa, los cuales difieren entre si ligeramente.

En la figura 4.10. se presentan los resultados de módulo de resiliencia obtenidos al variar los contenidos de humedad en 2% abajo y 2% por arriba de la optima de compactación.



VALORES MEDIOS DE MODULOS DE RESILIENCIA OBTENIDOS PARA DIFERENTES CONTENIDOS DE HUMEDAD EN LOS MATERIALES ESTUDIAD
FIGURA 4.10

Se aprecia que salvo para niveles de esfuerzo muy pequeños, el modulo de resiliencia disminuye conforme el contenido de humedad se incrementa.

Rada y Witczac evaluaron 271 resultados de pruebas obtenidos de diferente agencia de investigación y encontraron que las variables que mas influyen en el módulo de resiliencia de los materiales granulares son: el estado de esfuerzo desviador, el grado de saturación y el grado de compactación.

Para materiales triturados angulosos, un incremento en el contenido de agua conduce a una disminución del modulo de resiliencia. Especimenes con alto peso volumétrico seco tendran altos valores de módulo de resiliencia.

Thompson reporto que para granulometrías que solamente difieren en porcentajes permisibles de material menor que 0.075 mm, se tienen pequeñas diferencias en el módulo de resiliencia; sin embargo materiales de granulometría



mas abierta, con pocos finos, son menos sensibles a los cambios de humedad y generalmente constituyen base granulares de mejor comportamiento.

Corro 1985, analizo tres materiales de diferentes procedencia, identificados como base natural de banco, grava – arena de río y basalto vesicular triturado , como resultado de la experimentación se concluye que para las condiciones estudiadas (materiales de base con porcentajes de humedad cercanos al optimo de compactación), la base natural de banco la cual no cumple con las especificaciones vigentes en lo referente a granulometría y equivalente de arena, es la que tiene mejor comportamiento resiliente, plástico y de resistencia estática al esfuerzo cortante.

Así tampoco a un material granular se le puede asignar un módulo de resiliencia único.



CAPITULO V

UTILIZACIÓN DEL MODULO DE RESILIENCIA.

5.1 METODO DE DISEÑO DE PAVIMENTOS AASHTO.

El actual método de diseño AASHTO, versión 1993 describe con detalle los procedimientos para el diseño de la sección estructural de los pavimentos flexibles. Este diseño esta basado principalmente en encontrar el numero estructural SN para que el pavimento flexible pueda soportar el nivel de carga solicitado. Para determinar el numero estructural SN requerido por el método proporciona la ecuación básica siguiente:

$$\log_{10}(W_{18}) = Z_R \times S_o + 9.36 \times \log_{10}(SN+1) - 0.20 + \frac{\log_{10} \left(\frac{\Delta PSI}{4.2-1.5} \right)}{0.40 + \frac{1094}{(SN+1)^{5.19}}} + 2.32 \times \log_{10}(M_r) - 8.07$$

[EC.31]

donde:

W_{18} = Numero esperado de aplicaciones de carga de ejes sencillos equivalentes a 18 kip.

Z_R = Desviación estándar normal.

S_o = Error estándar por la predicción de transito y comportamiento.

ΔPSI = Diferencia entre el índice de servicio inicial de diseño (p_o) y el índice de servicio final (p_t).

M_r = Módulo resiliente en libras /pulg² (psi).

SN = Numero estructural, que indica el espesor total requerido

Donde : $SN = a_1 D_1 + a_2 D_2 m_2 + a_3 D_3 m_3$

a_i = Coeficiente de las capas de pavimento (carpeta, base y subbase).

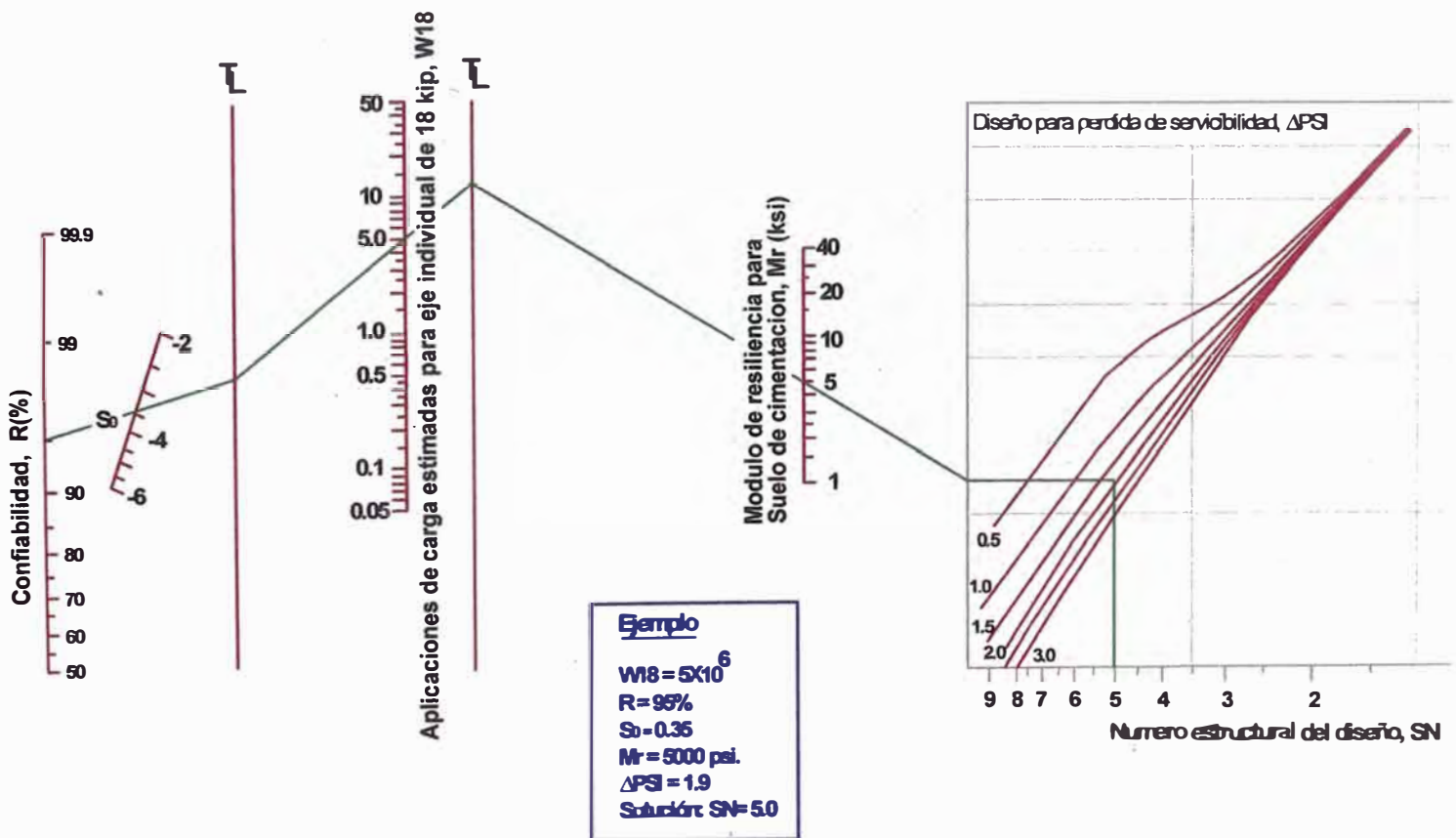
D_i = Espesor de capa en pulgadas (carpeta, base y subbase).

m_i = Coeficiente de drenaje de las capas base y subbase.



La misma guía proporciona el monograma de diseño mostrado en la figura 5.1 que resuelve la ecuación para encontrar el número estructural para pavimentos flexibles. Dicho parámetro es un número abstracto que expresa la resistencia estructural del pavimento requerido para una combinación dada la capacidad de soporte del suelo en términos de módulo de resiliencia (M_r), tránsito expresado en ejes equivalentes de 18 kip, índice de servicio al final de la vida útil y condiciones ambientales. El número estructural se convierte a espesores de carpeta, base y subbase de pavimentos mediante coeficientes que representan la resistencia relativa de los materiales que se utilizan en la construcción.

Al utilizar el método AASHTO, la propiedad fundamental para caracterizar los suelos de subrasante para el diseño de pavimentos es el módulo de resiliencia.



**NOMOGRAMA PARA DISEÑO DE GUIA AASHTO
FIGURA 5.1**



5.2 TRAMO DE PRUEBA AASHO A LA GUIA AASHTO.

El tramo de prueba AASHO fue construido cerca de Ottawa, Illinois, entre los años 1956 y 1958; las pruebas empezaron en octubre de 1958 y se terminaron a fines de 1960. Teniendo entre los objetivos determinar la relación entre el número de repeticiones de carga para determinadas configuraciones y el comportamiento de los diferentes espesores de materiales en pavimentos flexibles y rígidos. El tramo fue operado hasta el 30 de noviembre de 1960, para esa fecha el número de repeticiones fue de 1,114,000.

Con base en los estudios realizados en este tramo de prueba se desarrolló el procedimiento de diseño de pavimentos de la guía AASHTO. Al adoptar las ecuaciones para diseño, la guía AASHTO simplemente utiliza una escala de soporte de suelo para representar los cambios de condiciones, sin definir completamente la escala o que prueba debería ser utilizada con esta.

Con la guía de 1986, esa escala es abandonada y reemplazada por una relación basada en el módulo de resiliencia. Se utilizó un valor de 3000 psi para caracterizar a la subrasante del tramo de prueba ya mencionado. Por lo tanto para que esta guía sea usada correctamente, el módulo de resiliencia de la subrasante debe ser consistente con 3000 psi. En los apéndices de la guía AASHTO no se indica como fue obtenido ese valor, tal vez los primeros que sugirieron ese valor fueron Skok y Finn (1962), que derivaron dicho valor a partir de los datos de deflexiones obtenidos de Viga Benkelman.

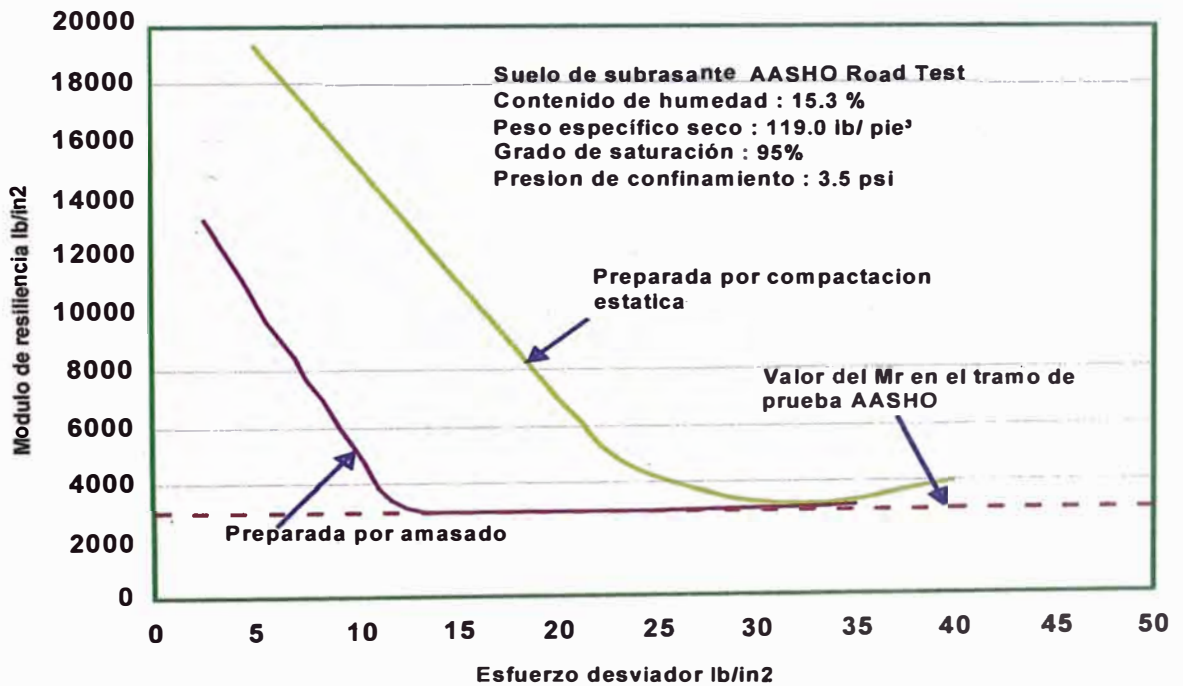
En 1962, en la primera conferencia internacional sobre el diseño de pavimentos, Seed et al (1962) presentaron datos de prueba de laboratorio sobre módulo de resiliencia de materiales empleados en la subrasante del tramo correspondiente a la prueba AASHO. Dentro de los datos presentados destacan los factores que influyen en la determinación de las características resilientes de una muestra de suelo, en los que se encuentra la tixotropía, las condiciones de compactación, el nivel de esfuerzo aplicado.

Un ejemplo es la figura 5.2 en la cual se puede observar la influencia del tipo de compactación en la determinación del módulo de resiliencia. Los datos mostraron

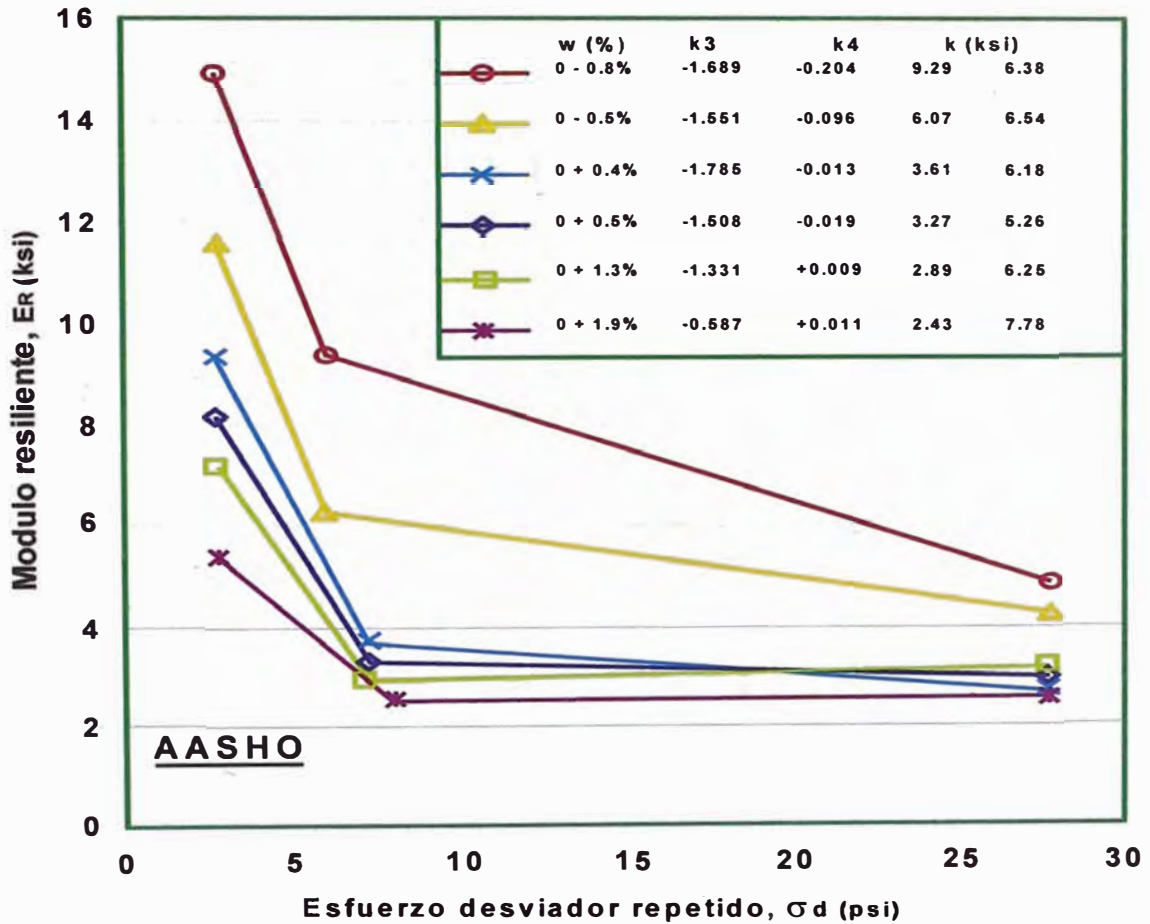


el valor de 3000 psi como un valor razonable, si el esfuerzo desviador es mayor a 12 psi (82.8 kPa) cuando se compacta por amasado o 25 psi cuando se utiliza compactación estática.

Thompson y Robnett reportaron un estudio mas completo sobre el comportamiento resiliente de la subrasante del tramo de prueba AASHO. Ellos desarrollaron pruebas de módulo de resiliencia en suelos de Illinois figura 5.3. De los datos se puede concluir que 3000 psi es un valor apropiado para ese suelo cuando el contenido de humedad es 1% mayor al óptimo y esta sujeto a un esfuerzo desviador de 6 psi o mas.



PRUEBA DE MODULO DE RESILIENCIA PARA LA SUBRASANTE DEL TRAMO DE PRUEBA AASHO (Seed et al 1962)
FIGURA 5.2



**MODULO DE RESILIENCIA DEL TRAMO DE PRUEBA AASHO .
(Thompson y Robnett) (1 ksi = 1000 psi)
FIGURA 5.3**

5.3 METODOS MECANISTAS.

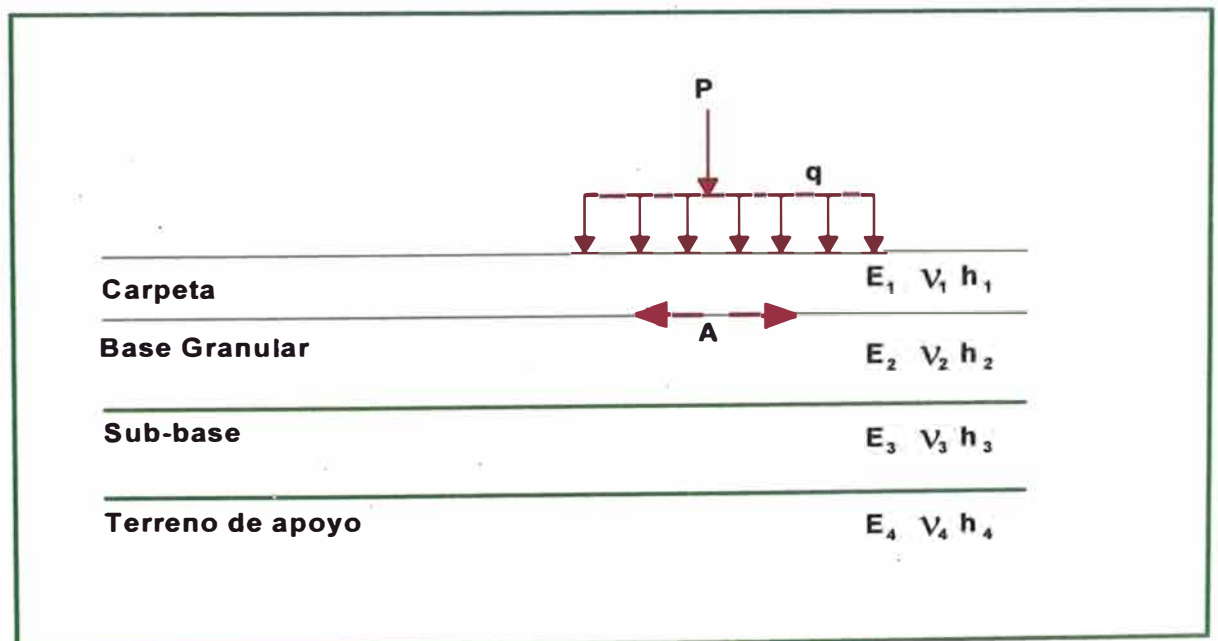
El diseño apropiado de los pavimentos depende en gran medida del entendimiento de la respuesta de los materiales ante carga repetidas. Para caracterizar los materiales deben tomarse en cuenta los dos aspectos siguientes: los parámetros del material para usarlos al establecer los criterios de falla y las características esfuerzo – deformación de cada uno de los materiales utilizados en la sección estructural, para el cálculo de la respuesta física del sistema.

Los procedimientos mecanicistas están basados en la suposición de que un pavimento puede ser modelado como una estructura multicapa elástica o viscoelastica sobre una cimentación elástica o viscoelastica. Suponiendo que los

pavimentos pueden ser modelados de esta manera, es posible calcular los esfuerzos, deformaciones o deflexiones debidas al transito de cualquier punto del pavimento.

En estos métodos, la caracterización de los materiales que conforman las capas de un pavimento se realiza tomando como propiedad básica al módulo de resiliencia que es una medida de las propiedades elásticas de un suelo, pero tomando en consideración la existencia de características no lineales en su comportamiento, fundamentalmente su dependencia con el nivel de esfuerzos.

En la figura 5.4 se muestra una sección típica de pavimento. Cada una de las capas esta caracterizada por las propiedades del material que la forman , módulo de resiliencia, relación de Poisson y espesor de la capa. Por lo tanto, si se desea realizar un diseño del pavimento rigurosamente elástico, el modulo a utilizar para cada uno de los materiales que conforman las capas será precisamente el modulo de resiliencia.

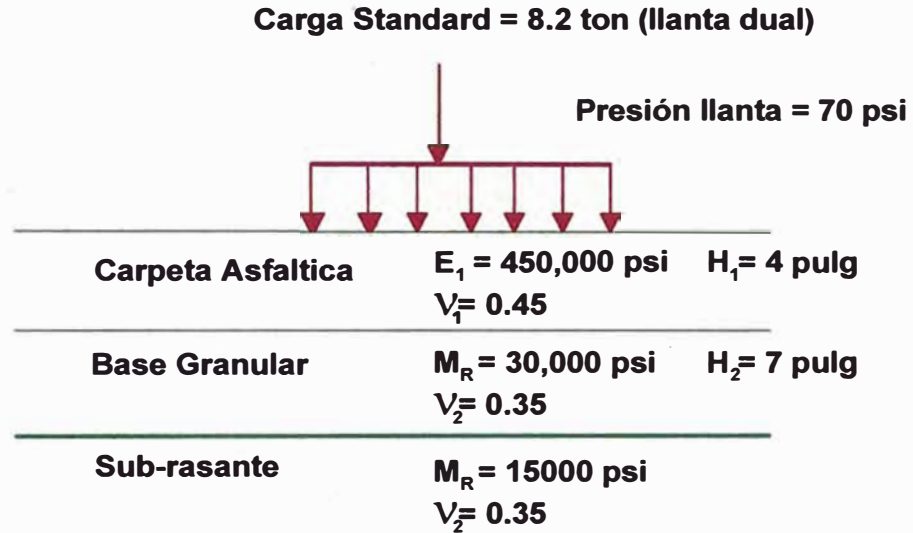


SECCION TIPICA DE UN PAVIMENTO FLEXIBLE
FIGURA 5.4

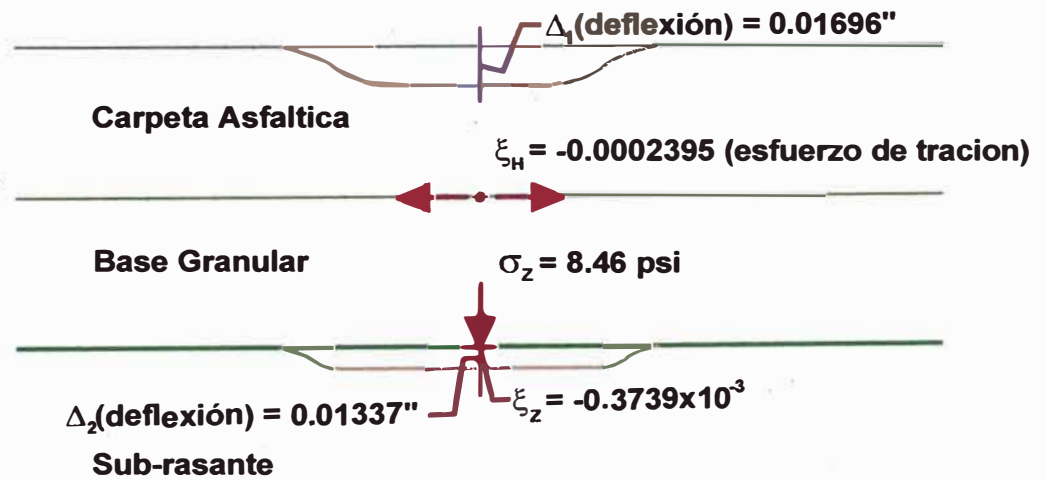


En el Perú se han aplicado el Diseño Empírico Mecanístico de Pavimentos (AASHTO 2002) en los proyectos de asfaltado de carreteras: Tarapoto-Rioja, tramo I y II y Chalhuanca Abancay, Tramo II Pte Antarumi – Abancay. En la figura 5.5 y 5.6 resumen los parámetros utilizados y resultados de los esfuerzos y deformaciones elásticas obtenidas utilizando el programa KENLAYER en la carretera Chalhuanca Abancay, Tramo II Pte. Antarumi-Abancay. En la figura 5.7 y 5.8 se resumen los parámetros utilizados y los resultados de los esfuerzos y deformaciones elásticas obtenidas utilizando el programa KENLAYER en la carretera Tarapoto-Rioja, Tramo I y II.

Transito: 1.073×10^6 ESAL periodo de diseño 10 años
 Carpeta Asfáltica: Convencional 21 °C, 10Hz y viscosidad 2.05×10^6 poises
 Sub-rasante : Coluvial - Aluvial Suelto CBR 15 - 30%

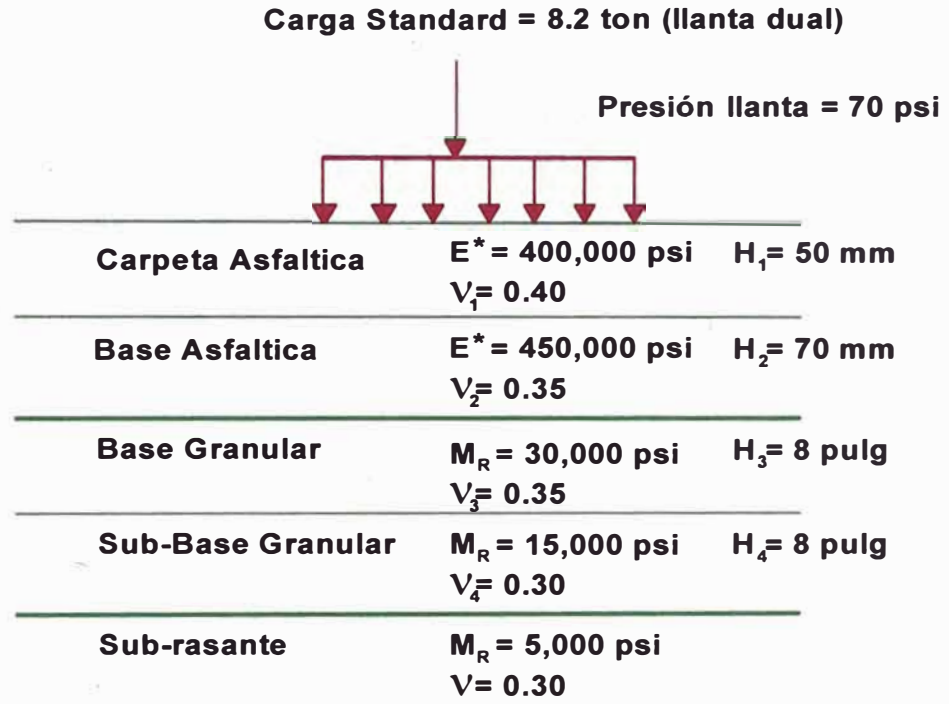


SECCION DEL PAVIMENTO CARRETERA CHALHUANCA ABANCAY
FIGURA 5.5

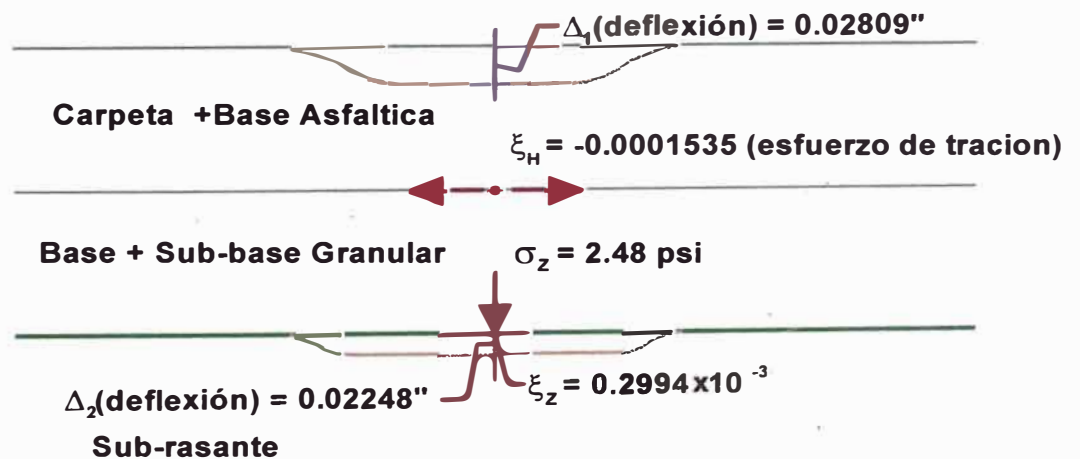


ESFUERZOS Y DEFORMACIONES ELASTICAS
FIGURA 5.6

Transito: 4.353×10^6 ESAL periodo de diseño 15 años
 Carpeta Asfáltica: Convencional 53 °C, 10Hz y viscosidad 0.06×10^6 poises
 Sub-rasante : Arcilla Mediana a Alta plasticidad CBR 3 - 6%



SECCION DEL PAVIMENTO CARRETERA TARAPOTO - RIOJA
FIGURA 5.7



ESFUERZOS Y DEFORMACIONES ELASTICAS
FIGURA 5.8

5.4 RELACIONES CONTITUTIVAS PARA SUELOS FINOS Y MATERIALES GRANULARES UTILIZADOS EN LOS METODOS DE DISEÑO MECANISTICAS.

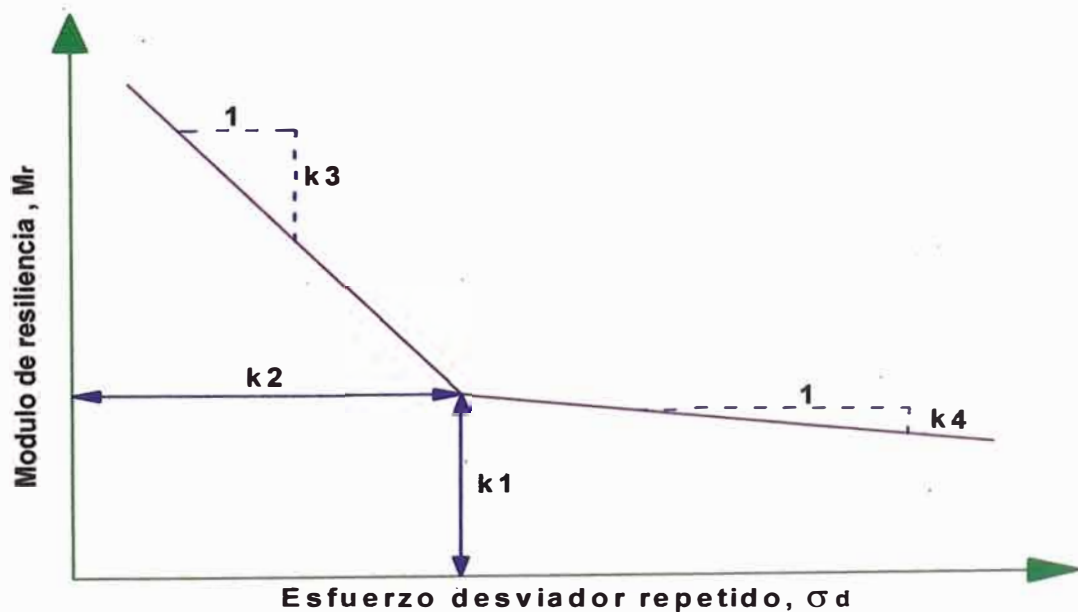
Se sabe que los materiales granulares y los materiales de subrasante tienen un comportamiento no lineal y que el modulo de elasticidad varia con el nivel de esfuerzos. El modulo de elasticidad que se utiliza en los sistemas multicapa es el módulo de resiliencia, el cual se obtiene de una prueba triaxial en carga repetida. Las relaciones constitutivas no lineales para suelos finos y materiales granulares se presentan a continuación:

5.4.4 SUELOS FINOS.

El módulo de resiliencia de suelos finos decrece con el incremento de esfuerzo desviador σ_d . En el laboratorio $\sigma_2 = \sigma_3$, por lo tanto, el esfuerzo desviador se define como:

$$\sigma_d = \sigma_1 - \sigma_3 \quad [EC.32]$$

la figura 5.9 muestra la relación general entre el módulo de resiliencia y esfuerzo desviador para suelos finos obtenidos en pruebas de laboratorio en carga repetida.



RELACION GENERAL ENTRE EL MODULO DE RESILIENCIA Y EL ESFUERZO DESVIADOR PARA SUELOS FINOS.
FIGURA 5.9



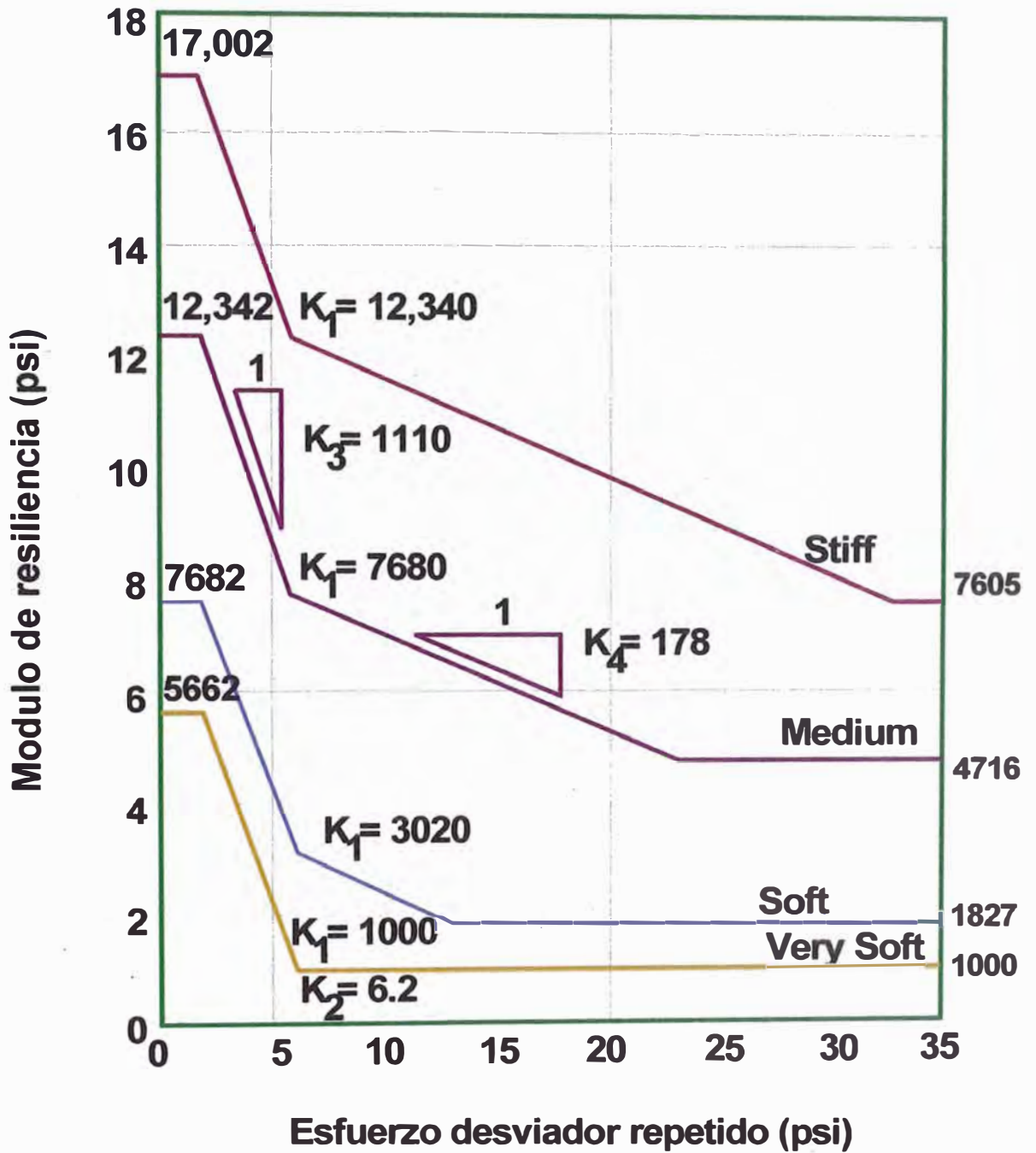
El comportamiento bilineal puede ser expresado como:

$$M_r = K_1 + K_3(K_2 - \sigma_d) \quad \text{cuando } \sigma_d < K_2 \quad [\text{EC. 33.a}]$$

$$M_r = K_1 - K_4(\sigma_d - K_2) \quad \text{cuando } \sigma_d > K_2 \quad [\text{EC. 33.b}]$$

En los cuales K_1 , K_2 , K_3 y K_4 son constantes del material.

Thompson y Elliot (1985) indicaron que el valor del módulo de resiliencia en el punto de quiebre de la curva, como indica por K_1 en la figura 5.9 es un indicador del comportamiento resiliente, mientras las otras constantes K_2 , K_3 y K_4 , muestran menos variabilidad que K_1 . Ellos clasificaron los suelos finos en cuatro según su consistencia, muy blandos, blandos, medios y rígidos, como se puede apreciar en la figura 5.10. El máximo valor de módulo de resiliencia esta gobernado por el esfuerzo desviador de 2 psi (13.8 kPa). El mínimo módulo de resiliencia esta limitado por las presiones de confinamiento, las cuales son 6.21 psi (42.8 kPa), 12.90 psi (89.0 kPa), 22.85 psi (157 kPa), y 32.8 psi (226 kPa) para los cuatro suelos.



RELACION GENERAL ENTRE EL MODULO DE RESILIENCIA Y EL ESFUERZO DESVIADOR PARA CUATRO TIPOS DE MATERIALES DE SUBRASANTE. (Thompson y Elliot)
FIGURA 5.10



La tabla 5.1 muestra algunos de los valores típicos de los parámetros de la ecuación (33) de acuerdo a la consistencia del material.

consistencia	K ₁ kPa	K ₂ kPa	K ₃	K ₄	M _{RMAX}	M _{RMIN}
MUY BLANDA	6900	43	1110	0	39000	6900
BLANDA	21000	43	1110	178	53000	12600
MEDIA	53000	43	1110	178	85000	32500
RIGIDA	85000	43	1110	178	117000	52500

**VALORES TÍPICOS MÓDULO DE RESILIENCIA
TABLA 5.1**

5.4.2 MATERIALES GRANULARES.

Una relación simple entre módulo de resiliencia y la suma de esfuerzos principales puede expresarse como :

$$M_r = K_1 \theta^{K_2} \quad [EC.34]$$

en don de K₁ y K₂ son obtenidas experimentalmente y θ es la suma de los esfuerzos principales, el cual puede ser la de los tres esfuerzos normales, σ_x , σ_y y σ_z o la suma de los tres esfuerzos principales σ_1 , σ_2 y σ_3 :

$$\theta = \sigma_x + \sigma_y + \sigma_z = \sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3 \quad [EC.35]$$

6.4.3 CONSTANTES NO LINEALES PARA MATERIALES GRANULARES.

Basados en análisis estadísticos de datos publicados, Rada y Witczak (1981) presentaron la desviación estándar promedio del módulo de resiliencia para varios materiales granulares, como se muestra en la tabla 5.2 se reporto (Finn et al. 1986) que el módulo de resiliencia de materiales de base y súbbase en el tramo de prueba AASHO puede ser representado



con la ecuación (4) con $K_2 = 0.6$ y K_1 con valores de 3200 a 8000 psi dependiendo del contenido de humedad.

Otros valores de K_1 y K_2 se presentan en la tabla 5.3.

Tipo de material	No. De datos	K_1 (Mpa)		K_2	
		media	desviación estándar	media	desviación estándar
Arena limosa	8	11.17	0.54	0.62	0.13
Grava arenosa	37	30.89	29.65	0.53	0.17
arena - grava	78	30.00	18.3	0.59	0.13
Roca triturada	115	49.70	51.64	0.45	0.23

**CONSTANTES NO LINEALES K_1 Y K_2 PARA MATERIALES GRANULARES
(Rada y Witczakb1981)
TABLA 5.2**

Referencias	Material	K_1 (Mpa)	K_2
Hicks (1970)	Grava parcialmente triturada, roca triturada	11.03-34.38	0.57 - 0.73
Hicks y Finn (1973)	Base no tratada, tramo de prueba (San Diego)	14.48-37.23	0.61
Allen (1973)	Grava , roca triturada	12.41-55.16	0.32 - 0.70
Kalcheff y Hicks (1973)	Roca triturada	27.58-62.06	0.46 - 0.64
Boyce et al (1976)	Caliza triturada bien graduada	55.16	0.67
Monsismith y Witczak (1980)	Materiales de base y subbase en servicio	20.00-53.44	0.46 - 0.65

**RANGOS DE VALORES DE K_1 Y K_2 PARA MATERIALES GRANULARES
NO TRATADOS (Shook et al, 1982)
TABLA 5.3**



CONCLUSIONES.

1. La carga transmitida por una rueda en movimiento se convertirá en un pulso de esfuerzo momentáneo o transitorio ejercido sobre el suelo.
2. Los registros de carga repetida son importantes para el análisis y diseño de pavimentos flexibles. Los ensayos estáticos no son adecuados para caracterizar el comportamiento de los suelos y los materiales granulares sujeto a una carga repetida, que representa el movimiento de una rueda cargada.
3. El modulo de resiliencia se obtiene a partir de un ensayo triaxial donde el esfuerzo de confinamiento se mantiene constante y el esfuerzo desviador se aplica cíclicamente. Este parámetro se define como el cociente del esfuerzo desviador aplicado y la magnitud de la deformación unitaria recuperable.
4. Los suelos son esencialmente elasto-platicos, pero bajo a cargas repetidas las deformaciones pueden acumularse dependiendo de la magnitud del esfuerzo desviador.
5. las respuestas de carga repetida de los suelos de grano fino y material granular son variables, muchos factores influyen en el modulo de resiliencia. El modulo de resiliencia de los suelos cohesivos cubre un amplio rango. La textura del suelo, PI , y el grado de saturación (contenido de humedad, densidad) son importantes factores de los suelos de grano fino.
6. El modulo de resiliencia de los materiales granulares muestra el tipo de comportamiento mas genérico y menos variable que los suelos de grano fino. La gradación, la forma/angularidad/textura superficial y contenido de humedad influyen en el modulo de resiliencia.



7. Los modelos de Uzan o el modelo UT- austin producen buenos resultados cuando se caracteriza el comportamiento de los materiales granulares.

8. En suelos cohesivos, el modulo de resiliencia disminuye al aumentar el nivel de esfuerzo desviador y en suelos granulares el modulo de resiliencia aumenta con el nivel de esfuerzo aplicado.



RECOMENDACIONES.

1. Para prevenir fallas en los pavimentos es necesario conocer el comportamiento tanto del suelo natural, como de las capas granulares antes que aplique la presión repetida causada por el movimiento del tráfico.
2. Las propiedades mecánicas de la subrasante están influenciadas por los esfuerzos aplicados, esto debe considerarse en dos partes: una cuando las resultantes de las condiciones de equilibrio en el momento de construir y la otra cuando las condiciones de humedad se hayan estabilizado y sean influenciadas ligeramente por la carga de una rueda en movimiento.
3. Para adoptar la nueva metodología AASHTO tenemos que tener un buen conocimiento de las propiedades fundamentales de los materiales y las características del tráfico en el Perú, para poder calibrar los modelos mecanísticos – empíricos que la guía tiene.
4. Proponer la construcción de secciones de prueba donde estas características de los pavimentos pueden ser controladas y medidas apropiadamente.



BIBLIOGRAFIA

- **LABORATORY DETERMINATION OF RESILIENT MODULUS FOR FLEXIBLE PAVEMENT DESIGN – FINAL REPORT (NATIONAL COOPERATIVE HIGHWAY RESEARCH PROGRAM NCHRP; RICHARD D. BARKDALE AND JORGE ALBA GEORGIA INSTITUTE OF TECHNOLOGY) JUNIO – 1997.**
- **GRANULAR MATERIAL AND SOIL MODULI REVIEW OF THE LITERATURE (MARSHALL R. THOMPSON EROL TUTUMLUER MANUEL BEJARANO – UNIVERSITY OF ILLINOIS) FEBRERO -1998.**
- **RESILIENT MODULUS FOR NEW HAMPSHIRE SUBGRADE SOILS FOR USE IN MECHANISTIC AASHTO DESIGN (VICENT C . JANNO, JHON J. BAYER JR., GLENN D. DURELL, AND CHARLES E. SMIHT JR. – US ARMY CORPS OF ENGINNERS) SETIEMBRE – 1999.**
- **PROTOCOL P-46 (LONG TERM PAVEMENT PERFORMANCE – LTPP) AGOSTO – 1996.**
- **EVALUATION OF VARIABILITY IN RESILIENT MODULUS TEST RESULTS (ASTM D4123) · (E.R. BROWN, KEE Y. FOO) OCTUBRE – 1986.**



- **GUIDE FOR DETERMINING DESIGN RESILIENT MODULUS VALUES FOR UNBOUND MATERIALS (LONG TERM PAVEMENT PERFORMANCE PROGRAM LTPP) AGOSTO – 2002.**
- **DISEÑO MODERNO DE PAVIMENTOS ASFALTICOS (M.Sc. ABEL ORDOÑEZ H. – Ing. SILENE MINAYA G.) 2001.**

ANEXO - 1

DETALLE DE ENSAYO	AASHTO T292 - 911	SHRP P46
GENERAL		
SISTEMA DE ENSAYO	no especifica	electro - hidraulico
ADQUISICION DE DATOS	lista de caracteres o de computadora	no especifica
TIPO DE ENSAYO GRANULAR COHESIVOS	triaxial carga repetida triaxial carga repetida	triaxial carga repetida triaxial carga repetida
PULSO DE CARGA FORMA	senoidal, retangular, triangular	senoidal
TIEMPO	variable	0.1
FRECUENCIA (HZ)	0.33 - 1	1
CARGA DE CELDA	interior / exterior	exterior
MATERIAL DE BASE		
METODO DE COMPACTACIÓN	vibración, amasado, estatico	vibratorio
CONDICIONAMIENTO (psi)	$\sigma_3 = 20$, $\sigma_d = 15$ N=1000 rept.	$\sigma_3 = 15$, $\sigma_d = 13.5$ N=500 - 1000 rept.
MEDICION DE LA DEFORMACION AXIAL	sujetadores internos: 2LVDTs	externos 2LVDTs
ESTADOS DE ESFUERZOS (psi)	$\sigma_3 = 20$, 15 , 10, 5, 2; $\sigma_d = 18$ @ 50 rept	$\sigma_3 = 3$, 5 , 10, 15 , 20; $\sigma_d = 15$ @ 100 rept
DEFORMACION PERMANENTE	no considera	corte rapido como aprox.

COMPARACION DE METODOS DE ENSAYO AASHTO Y SHRP

ANEXO - 2

MÓDULO RESILIENTE DE SUELOS DE SUBRASANTE

MTC E128-1999

1. OBJETO

1.1 Cubre los procedimientos normalizados para la determinación del módulo elástico-dinámico (de resiliencia) de los suelos. Incluye la preparación y ensayo de suelos no tratados, bajo condiciones que representan una simulación razonable de las características físicas y de los estados de esfuerzos de los materiales de la subrasante, bajo pavimentos flexibles sometidos a las cargas debidas al tránsito.

1.2 Los métodos descritos son aplicables a muestras inalteradas de materiales naturales, a muestras compactadas de subrasante y a muestras transportadas, preparadas para ser ensayadas, por compactación en el laboratorio.

1.3 Los valores del módulo resiliente (elástico-dinámico) determinados con estos procedimientos, pueden ser empleados en las teorías de sistema de capas elástico-lineales y elástico-no lineales, para calcular la respuesta física de las estructuras de pavimentos.

2. DEFINICIONES BÁSICAS

2.1 σ_1 = Esfuerzo axial total (esfuerzo principal mayor).

2.2 σ_3 = Esfuerzo radial total; esto es, la presión de confinamiento aplicada en la cámara triaxial (esfuerzo principal, intermedio y menor).

2.3 $\sigma_d = \sigma_1 - \sigma_3 =$ Esfuerzo desviador; esto es, el esfuerzo axial repetido para este procedimiento.

2.4 $E_1 =$ Deformación axial total debida a σ_d

2.5 $E_r =$ Deformación axial resiliente (recuperada).

2.6 $M_r = \sigma_d / E_r$ es el módulo resiliente, esto es, la relación entre el esfuerzo dinámico y la deformación que puede substituirse, en procedimientos analíticos que incluyen cargas de tráfico dinámico y requieren de un módulo de elasticidad.

2.7 Duración de la carga = Intervalo de tiempo durante el cual el espécimen es sometido a un esfuerzo desviador.

2.8 Duración del ciclo = Intervalo de tiempo en- que transcurren las aplicaciones sucesivas de un esfuerzo desviador

$$\delta_d = \frac{G\delta_w}{1 + \left(\frac{wG}{S}\right)}$$

Donde:

- δ_d = Peso unitario del suelo seco, kg/m³ (lb/pie³)
- G = Peso específico de los sólidos
- w = Contenido de agua del suelo (%)
- S = Grado de saturación (%)
- δ_w = Peso unitario de agua, kg/m³ (lb/pie³)

Tanto w como S pueden expresarse con un decimal o como un entero, esto es, 20% puede representarse como .20 ó 20, pero es necesario que haya consistencia entre los dos.

3 APARATOS

3.1 Cámara de compresión triaxial. La cámara de compresión triaxial se utiliza para contener la muestra y el fluido de confinamiento durante el ensayo. En la **Figura 1** se muestra una cámara adecuada para emplear en el ensayo de resiliencia de suelos. La cámara es similar a muchas celdas triaxiales normales, excepto que es algo más grande para facilitar la carga montada internamente y el equipo de medida de la deformación, y que tiene salidas adicionales para las guías eléctricas de los aparatos de medida.

Pueden emplearse celdas triaxiales normales con equipo montado exteriormente y equipo para medir deformación (véase **Figura 2**), para materiales cuyo módulo resiliente sea menor de 104000 kPa (15000 lb/pulg²).

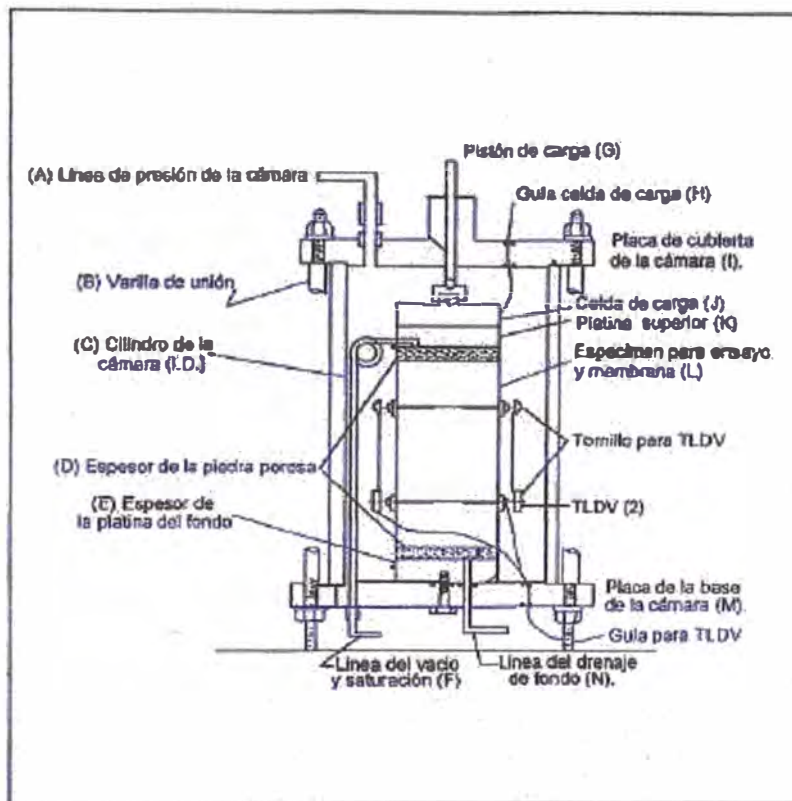


Tabla de medidas típicas

Dimensiones	A	B	C	D	E	F	G	H	I	J	K	L	M	N
Métricas, mm	6.4	12.7	152.4	6.4	38.1	6.4	12.7	Nota 1	19.1	Nota 1	38.1	Nota 2	2.54	6.4
Inglesas, pulg.	0.25	0.50	6.00	0.25	1.50	0.25	0.50		0.75		1.50		1.0	0.25

Notas:

1. Las dimensiones varían con el fabricante.
2. Las dimensiones varían con el tamaño de la muestra.
3. TLDV = Transductores Lineales Diferenciales, Variables.

Figura 1. Cámara triaxial con TLDV interiores y celda de carga.

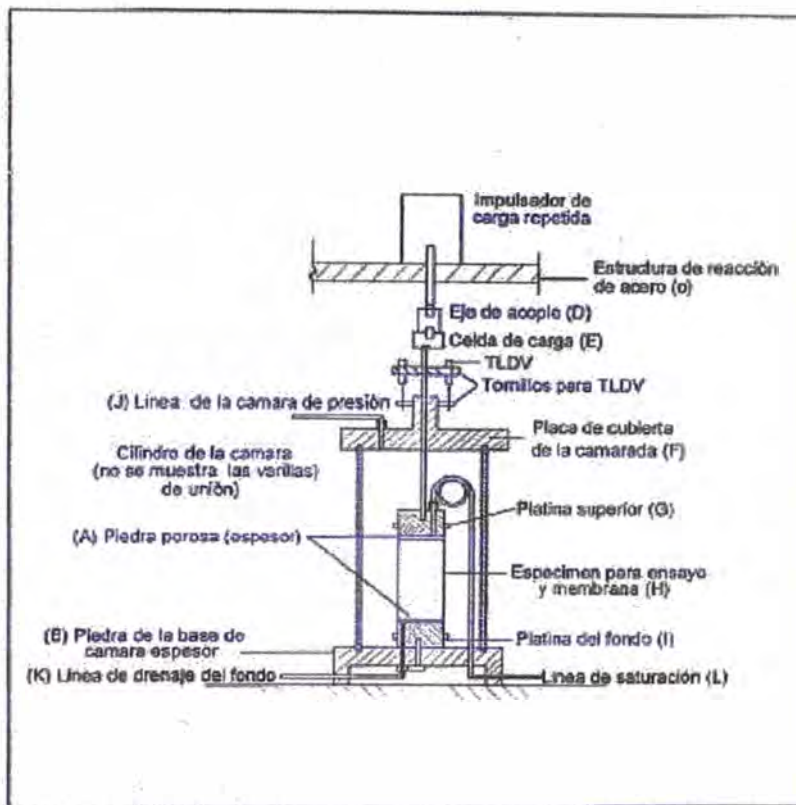


Tabla de medidas típicas

Dimensiones	A	B	C	D	E	F	G	H	I	J	K	L
Métricas, mm	6.4	25.4	12.7	25.4	Nota 1	19.1	38.1	Nota 2	38.1	6.4	6.4	6.4
Inglesas, pulg.	0.25	1.00	0.5	1.00		0.75	1.50		1.50	0.25	0.25	0.25

Notas

1. Las dimensiones varían con el fabricante.
2. Las dimensiones varían con el tamaño de la muestra.
3. TLDV = *Transductores lineales Diferenciales, Variables*,

Figura 2. Cámara triaxial con TLDV exteriores y celda de carga.

En ambas configuraciones puede utilizarse aire como fluido para la cámara. Puede emplearse también agua o mezcla de agua-alcohol.

3.2 Dispositivo de aplicación de carga. La fuente externa de carga puede ser cualquier dispositivo capaz de producir carga repetida, que varíe en ciclos fijos de carga y de alivio. Estos dispositivos varían desde ejes de levas simples e interruptores de carga estática o pistones de aire, hasta sistemas electrohidráulicos de abrazaderas de cierre. Se necesita una duración de la carga, de 0.1 s y una duración del ciclo, de 1 a 3 s.

Puede emplearse una forma de pulsación del esfuerzo simulada, sinusoidal, rectangular o triangular.

3.3 Equipo de medida de la carga y de la respuesta del espécimen

- El dispositivo para medir la carga axial es una celda electrónica de carga. Preferiblemente se mide la carga colocando la celda entre la parte superior del espécimen y el pistón de carga, como se muestra en la **Figura 1**. Las celdas de carga pueden montarse también fuera de la cámara de ensayo, previendo que se hagan las correcciones necesarias por cualquier fricción dinámica del pistón en el cuello de la cámara.
- Las presiones de la cámara de ensayo son controladas con manómetros convencionales de presión o transductores (aparatos medidores de presión) con graduaciones de sensibilidad convenientes.
- El equipo para medida de la deformación axial usado en materiales con módulos resilientes mayores de 104000 kPa (15000 lb/pulg²), consiste de 2 transformadores lineales diferenciales variables (TLDV); conectados directamente a la muestra mediante un par de abrazaderas. Las abrazaderas y los TLDV se muestran en posición, sobre un espécimen de ensayo, en la Figura 1. Detalles de las abrazaderas se muestran en la **Figura 3**.

Pueden efectuarse las medidas de la deformación axial, sobre materiales con módulo resiliente máximo, menor de 104000 kPa (15000 lb/pulg²), con los TLDV abrazados al cuerpo del pistón por fuera de la cámara de ensayo (véase **Figura 2**).

- Es necesario mantener una señal de excitación adecuada, acondicionada y un campo de grabación adicionado a los dispositivos de medida, para registrar simultáneamente las deformaciones y la carga axial. Los TLDV deberán conectarse de tal manera que sea registrada la señal promedio del par.
- Para disminuir errores en la medida y registro de la respuesta del espécimen, se calibra el sistema inmediatamente antes y después de cada ensayo. Un dispositivo que ha sido hallado satisfactorio para este fin, consiste de un anillo de carga de alta calidad soportado por una guía incompresible de acero, cuyas dimensiones totales son similares a las del espécimen de ensayo (**Figura 4**).

Para calibrar el sistema, se coloca el dispositivo sobre la base de la cámara triaxial de la celda de carga, con los TLDV instalados. El dispositivo se somete a cargas repetidas de la magnitud y duración empleada para medir la respuesta resiliente del espécimen de ensayo. Sosteniendo una tarjeta contra la cara del dial del anillo de carga, pueden observarse sin dificultad las deflexiones dinámicas resultantes del, anillo. Los desplazamientos del anillo de carga se comparan con la traza registrada del TLDV, para obtener la calibración de la deformación. La carga de la propia relación fuerza-deformación del anillo, se utiliza para establecer la magnitud de la carga representada por la traza registrada de la celda de carga.

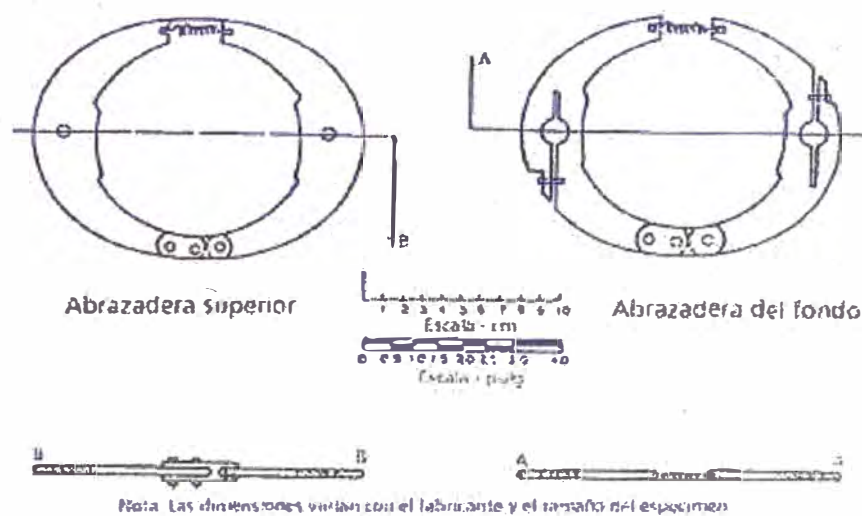


Figura 3. Detalle de abrazadera del TLDV.

3.4 Equipo para la preparación del espécimen. Se requiere gran variedad de equipos para la preparación de muestras inalteradas para ensayos, y para obtener especímenes compactados que sean representativos de las condiciones en el terreno. El empleo de diferentes materiales y de distintos métodos de compactación en el terreno, implican el uso de técnicas variadas de compactación en el laboratorio. El equipo típico requerido se enumera a continuación:

- Equipo para recortar especímenes de ensayo de muestras inalteradas como el descrito en **MTC E131**.
- Equipo para compactación por impacto como el descrito en los métodos **MTC E116** para las relaciones de humedad-peso unitario de suelos empleando equipo normal y **MTC E115** para la relación humedad-peso unitario de suelos empleando equipo Proctor Modificado.

- Aparato para compactación por amasamiento como el descrito en la Norma: Denominación del Valor R-Value y de la presión de los suelos compactados u otros aparatos que utilicen métodos de compactación por amasamiento. (Ver Anexo).
- Aparato para compactar estáticamente un peso conocido de suelo húmedo hasta una longitud predeterminada y un diámetro fijado por las dimensiones de un molde. En la **Figura 5** se muestra un conjunto de molde típico para la preparación de un espécimen de 71 mm (2.8") por 152 mm (6") de altura para 3 capas de compactación estática.

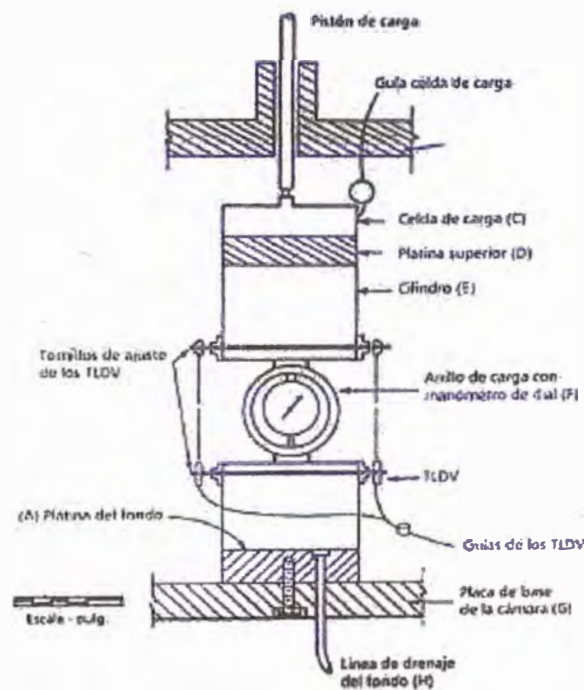


Tabla de medidas

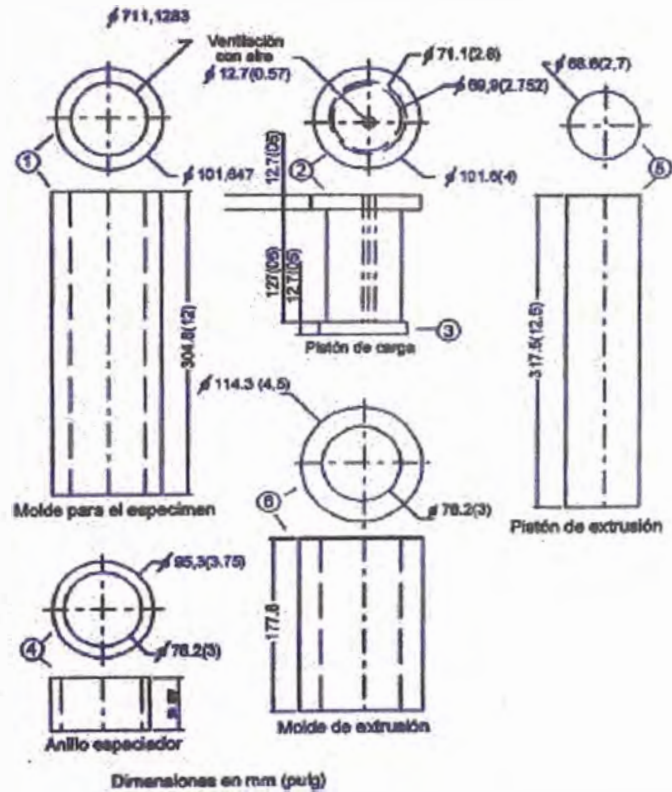
Dimensiones	A	B	C	D	E	F	G	H
Métricas, mm	38.1	19.1	Nota 1	25.1	Nota 1	Nota 1	25.4	6.4
Inglésas, pulg.	1.50	0.75		1.00			1.0	0.25

1. Las dimensiones varían con el tamaño de la muestra y con el fabricante del equipo.

Figura 4. Dispositivo de calibración del anillo de carga.

- Molde partido y compactador vibratorio manual operado con aire, como se muestra en la **Figura 6**.
- Máquina de carga estática con una capacidad adecuada para compactar diferentes materiales.

3.5 Aparatos y elementos misceláneos requeridos. Estos incluyen calibre, manómetros micrométricos, regla de acero (calibrada a 0.5 mm (0.02")), membranas de caucho de 0.254 a 0.635 mm (0.01" a 0.025") de espesor, anillos de caucho en O, fuente de vacío con cámara y regulador de burbujas, dilatador de membrana, piedras porosas, reglas, recipientes para contenidos de agua, así como formatos para informe.



Lista de materiales		
Pieza N°	N° unidades requeridas	Material
1	1	Acero inoxidable
2	2	Aluminio
3	2	Teflón
4	2	Lucita
5	1	Aluminio
6	1	Lucita

Figura 5. Aparato para compactación estática.

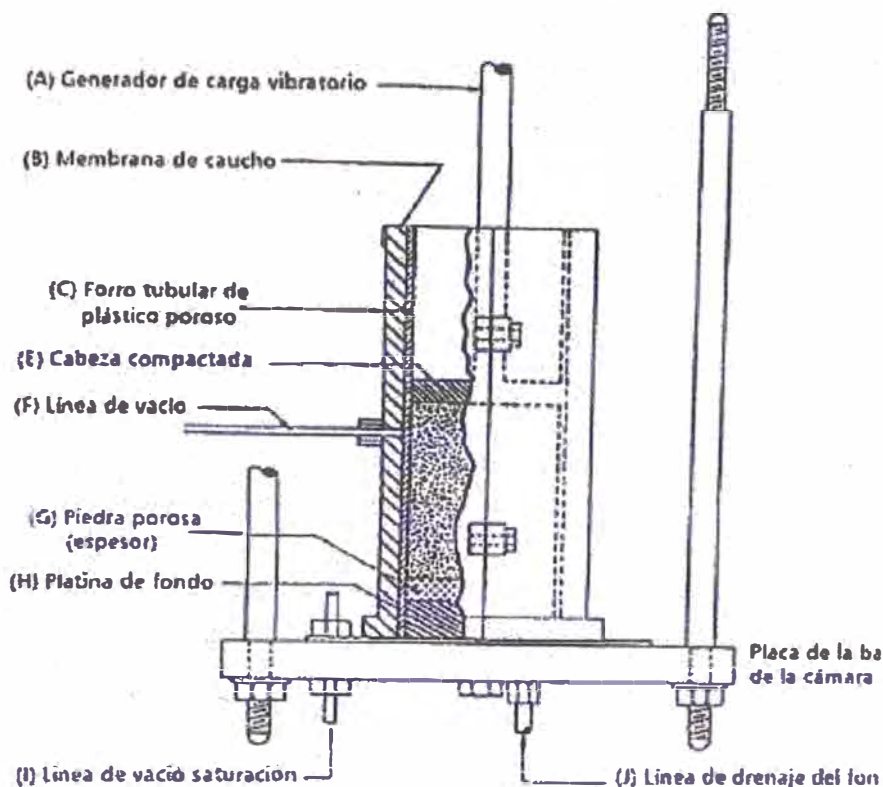


Tabla de medidas

Dimensiones	A	B	C	D	E	F	G	H	I	J	K	L	M
Métricas, mm	Nota 1	Nota 2	Nota 2	Nota 2	Nota 3	6.4	6.4	38.1	6.4	6.4	12.7	Nota 1	25.4
Inglesas, pulg.						0.25	0.25	1.50	0.25	0.25	0.50		1.00

Notas

1. Las dimensiones varían con el fabricante.
2. Las dimensiones varían con el tamaño de la muestra.
3. El diámetro deberá ser de 6.35 ± 0.5 mm (0.25 ± 0.02 "). Más pequeño que el diámetro del espécimen.

Figura 6. Aparato para compactación vibratoria de suelos no cohesivos.

4. PREPARACIÓN DE ESPÉCIMENES DE ENSAYO

4.1 Tamaño del espécimen. La longitud del espécimen no deberá ser menor de dos veces el diámetro. El diámetro mínimo del espécimen es el mayor entre 71 mm (2.8") o seis veces el tamaño de la partícula mayor del suelo. Especímenes de 102 mm (4") de diámetro por 203 mm (8") de altura pueden acomodarse en la celda triaxial mostrada en la Figura 1, y éste es el tamaño mínimo requerido para el espécimen, cuando se utilizan abrazaderas de anillo como soportes de los TLDV mostrados en la Figura 3.

4.2 Especímenes inalterados. Los especímenes inalterados se recortan y preparan como se describe en la norma MTC E-131.

4.3 Preparación del suelo para especímenes compactados de laboratorio. El procedimiento siguiente es empleado para preparar las muestras de suelos para compactación, en el laboratorio:

- Si la muestra de suelo está húmeda cuando se recibe del terreno, se secará hasta que sea disgregable con un palustre. El secado puede ser al aire o mediante el empleo de un aparato para secar, en tal forma que la temperatura no exceda de 60 °C (140 °F). La disgregación se hará evitando la reducción del tamaño natural de las partículas individuales.
- Tamícese una cantidad adecuada, representativa de suelo, sobre el tamiz de 19.0 mm ($\frac{3}{4}$ "). Descártese el material grueso- retenido, si lo hubiere.
- Determínese la humedad w_1 , secando el suelo al aire. La muestra para humedad no; deberá pesar menos de 200 g para suelos con un tamaño máximo de partículas de 4.75 mm (No. 4), y no menor de 500 g, para suelos con tamaño máximo de partículas, mayor que 4.75 mm (No. 4).
- Determínese el volumen V , del espécimen compactado que se va a preparar. Para métodos diferentes al de compactación estática, la altura del espécimen compactado deberá ser ligeramente mayor que la requerida para el ensayo de resiliencia, para permitir el recorte de los extremos del mismo. Un exceso de 13 mm (0.5") es adecuado para este propósito.
- Determínese el peso de los sólidos del suelo secado al horno W_s y el peso de agua W_c , requerida para obtener el peso unitario seco δ_d deseado y el contenido de agua w_c (%), así:

$$W_s \text{ (lb)} = \delta_d \text{ (lb / pie}^3\text{)} \times V \text{ (pies}^3\text{)}$$

$$W_s \text{ (gramos)} = W_s \text{ (lb)} \times 454$$

$$W_c \text{ (lb)} = W_s \text{ (lb)} \times w_c / 100$$

$$W_c \text{ (gramos)} = W_c \text{ (lb)} \times 454$$

- Determínese el peso del suelo secado al aire W_{ad} , requerido para obtener W_s . Una cantidad adicional W_{as} , de por lo menos 500 grs, deberá dejarse para proporcionar material para la determinación del contenido de agua en el momento de compactación.

$$W_{ad} \text{ (gramos)} = (W_s + W_{as}) + (1 + w_1 / 100)$$

- Determínese el peso del agua W_{aw} , requerido para aumentar el peso existente de agua hasta el peso del agua W_c , que corresponde al contenido de agua w_c (%) para la compactación deseada.

$$W_1 \text{ (gramos)} = (W_s + W_{as}) \times (w_1 / 100)$$

$$W_2 \text{ (gramos)} = (W_s + W_{as}) \times (w_0 / 100)$$

$$W_{aw} \text{ (gramos)} = W_2 - W_1$$

- Determínese el peso húmedo del suelo W_t que va a ser compactado.

$$W_t \text{ (gramos)} = W_s \times 1 + (w_d/100)$$

- Colóquese el peso de suelo W_{ad} , determinado anteriormente, dentro de una cazuela para mezclar.
- Agréguese el peso de agua W_{aw} al suelo, en cantidades pequeñas y mézclase completamente después de cada adición.
- Colóquese la mezcla en una bolsa plástica, séllese la bolsa y almacénese en un ambiente de por lo menos 75% de humedad relativa durante 24 horas. Asegúrese un sello completo empleando dos o más bolsas.
- Después del mezclado y almacenamiento, pésese el suelo húmedo y, el recipiente con aproximación al gramo más próximo y anótese este valor en los formatos apropiados mostrados en las **figuras 7 y 8**.

4.4 Especímenes compactados de suelos cohesivos. El comportamiento resiliente de suelos cohesivos compactados, que contienen cantidades sustanciales de arcilla, depende de la estructura impartida a las partículas del suelo mediante el proceso de compactación. Suelos cohesivos que contienen cantidades sustanciales de arcilla están definidos para este procedimiento como suelos clasificados como A-2-6, A-2-7, A-6 y A-7.

a) Selección del método de compactación. El método de compactación y el contenido de agua de moldeo w_c de suelos cohesivos, dependen de las condiciones del terreno que van a ser simuladas por el espécimen de laboratorio.

1. Especímenes que representen subrasantes cohesivas compactadas a humedades que correspondan a menos del 80% de saturación, que permanezcan en la condición como fueron construidas, podrán compactarse hasta el peso unitario seco y húmedo del terreno, mediante procedimientos normales giratorios, de amasamiento o estáticos.

2. Especímenes de ensayo que representen una subrasante que fue originalmente compactada a una humedad menor que la correspondiente al 80% de saturación, pero que ha experimentado posteriormente un aumento de humedad al someterse al servicio, se compactarán con la humedad esperada, empleando el método estático descrito.

3. El amasamiento se emplea para preparar especímenes que representan las condiciones en el terreno y de servicio del párrafo anterior, sólo si los especímenes se compactan al contenido inicial de agua (empleada en la construcción) y se someten luego a cambios después de la compactación. Cambios controlados del contenido de agua, después de la compactación, están limitados en el laboratorio a las técnicas de saturación bajo contrapresión, descritas en el numeral 6.4.e).

4. Los especímenes de ensayo que representen subrasantes cohesivas, compactadas en el terreno a contenidos de agua mayores que el 80% de saturación, se compactarán en el laboratorio empleando la compactación por amasamiento. Tales especímenes de ensayo pueden someterse también a compactación posterior y a aumentos en la humedad, si el material del terreno que van a representar ha experimentado compactación posterior y aumentos en su contenido de agua.

5. La **Tabla 1** resume la discusión anterior, en relación con la selección a del método de compactación.

Tabla 1
Selección del método de compactación

Giratorio	Por amasamiento	Estático
Subrasantes compactadas con contenido de agua menor que el 80% de la humedad de saturación y que permanecen en esa condición		→
		Subrasantes compactadas con contenido de agua menor que el 80% de la humedad de saturación y con contenidos de agua crecientes.
	Muestra compactada con la humedad inicial de campo, y sujeta a cambios de humedad después de la construcción.	
	Subrasantes compactadas con humedades mayores del 80% de la humedad de saturación.	

1. Establézcase la relación peso unitario-humedad para el suelo según la norma **MTC E116**, con martillo de 2.5 kg (5.5 lb) y caída de 305 mm (12") (equipo normal).
2. Determínese el peso específico de los suelos, de acuerdo con el método **MTC E113**.
3. Úsense los datos así obtenidos para determinar el 100% y el 80% de saturación a diferentes densidades. Sobre el gráfico de la relación humedad-peso unitario determinada, se dibujan líneas para el 80% y para el 100% de saturación.
4. Escójanse los pesos unitarios, las humedades y los métodos de compactación, que deberán emplearse para preparar especímenes de ensayo.

c) Compactación por métodos de amasamiento., Los moldes normales, asociados con métodos de compactación por amasamiento, tales como el Hveem o el Harvard miniatura, pueden no tener las dimensiones correctas u para su utilización directa en el ensayo de resiliencia. Pueden obtenerse, sin embargo, moldes de las dimensiones correctas, y los métodos a los cuales se hace referencia atrás, pueden adaptarse a los nuevos moldes. Generalmente esto requerirá ajustes, por tanteos en el número de capas compactadas o en el número de golpes por capa (o ambos), para producir especímenes de los pesos unitarios requeridos. Especímenes compactados de mayor tamaño pueden prepararse y recortarse al tamaño correcto del espécimen del ensayo. Ocho pasos se requerirán para el procedimiento de compactación por amasado.

1. Establézcase el número de capas, N que van a usarse para compactar el suelo. Determínese el peso húmedo del suelo requerido por capa, W_L . El espesor de la capa no deberá exceder de 50 mm (2").

$$W_L \text{ (gramos)} = W_t / N$$

2. Colóquese en el molde el peso de suelo determinado en el paso 1. Compáctese de acuerdo con el procedimiento establecido para las dimensiones del molde y el compactador usado. Escarífiquese la superficie para las capas restantes.
3. Repítase el paso 2 para las capas restantes.
4. Después de que se haya completado el espécimen, verifíquese el contenido de agua de compactación w_c del suelo restante. La muestra para humedad no deberá pesar menos de 200 g, para suelos con tamaño máximo de partículas de 4.75 mm (No. 4) y no menos de 500 g, para suelos con un tamaño máximo de partículas mayor.

Regístrese este valor en un formato para suelos cohesivos como se muestra en la **Figura 7**.

5. Remuévase cuidadosamente el espécimen del molde. Si el espécimen compactado no tiene las dimensiones deseadas, recórtese el espécimen de ensayo de acuerdo con los procedimientos descritos en la norma **MTC E131**, "Parámetros de resistencia del suelo mediante compresión triaxial". Si el molde de compactación tiene las mismas dimensiones del espécimen de ensayo deseado, pueden obtenerse extremos de superficies planas, aplicando una pequeña carga estática al espécimen antes de que sea cuidadosamente removido del molde.

6. Pésese el espécimen con aproximación al gramo más próximo, y determínese la altura y el diámetro promedio con aproximación a 0.5 mm (0.02"); anótese dichos valores en un formato para suelos cohesivos, como se muestra en la **Figura 7**.

7. Empleando un dilatador de membranas al vacío, colóquese una membrana delgada e impermeable sobre el espécimen. Colóquense anillos en O u otros sellos de presión alrededor de la membrana, para proporcionar un sello positivo a las platinas del tope y del fondo, como las que se usan con la cámara triaxial.

8. Envuélvase la muestra incluida en la membrana, en una bolsa plástica, y colóquese en un ambiente de por lo menos 75% de humedad relativa, durante un periodo de no menos de 24 horas, para asegurar una distribución uniforme de la humedad. Si no se va a emplear un acondicionamiento después de la compactación o una saturación por contrapresión, el espécimen está listo para transferirlo a la cámara triaxial para ensayo de resiliencia.

d) Compactación mediante carga estática. En ausencia de métodos normales para compactación estática, se emplea el método descrito en esta norma. El proceso consiste en compactar un peso conocido de suelo húmedo hasta volumen que es fijado por las dimensiones del conjunto del molde. Un conjunto de molde típico empleando 3 capas para la preparación de un espécimen de 71 mm (2.8") de diámetro y 152 mm (6") de altura, se muestra en la **Figura 5**.

Pueden desarrollarse otros equipos adecuados y disponer el número de capas necesarias para producir muestras de dimensiones mayores. Para la compactación estática se requieren dieciséis pasos, a saber:

1. Establézcase el número, N de capas que deben emplearse para compactar el suelo. El espesor de cada capa deberá limitarse a 50 mm (2"). Determínese el peso del suelo húmedo por capas

$$W_L \text{ (gramos)} = W_t / N$$

2. Colóquese uno de los pistones de carga dentro del molde de la muestra.
3. Colóquese el peso del suelo W_L , determinado en el paso 1 dentro del molde para la muestra. Úsese una espátula para quitar el suelo del borde del molde y para formar un ligero montículo en el centro.
4. Insértese el segundo pistón de carga y colóquese el conjunto en la máquina de carga estática. Aplíquese una carga pequeña, ajústese el molde de manera que permanezca a igual distancia de la tapa de los pistones de carga. La presión desarrollada en el suelo por la carga inicial sirve para mantener el molde en su lugar. Teniendo ambos pistones de carga simultáneamente en posición para que no haya cambio de volumen, se obtienen pesos unitarios más uniformes, por capa.
5. Auméntese lentamente la carga, hasta que las tapas del pistón de carga descansen firmemente contra el molde. Manténgase la carga en o cerca de la carga máxima, por lo menos durante 1 minuto. La rata de carga y la duración de la misma, dependen de la cantidad del rebote del suelo. Para una rata de carga más baja y a mayor duración de la carga, el rebote será menor.
6. Disminúyase la carga hasta cero y remuévase el conjunto de la máquina de carga.
7. Remuévase el pistón de carga. Escarifíquese la superficie de la capa compactada, póngase el peso correcto del suelo W_L para una segunda capa, y ajústese el suelo como en el paso 3. Agréguese un anillo espaciador e inviértase el pistón de carga.
8. Inviértase el dispositivo y repítase el paso 7.
9. Colóquese el conjunto en la máquina de carga. Cárguese lentamente mientras se mantiene la carga en o cerca de la máxima, cuando el disco espaciador hace contacto firmemente con el molde.
10. Repítanse los pasos 6, 7, 8 y 9, tanto como sean requeridos.
11. Después de que haya sido completado el espécimen, determínese el contenido del agua de compactación (w_c) del suelo restante. La muestra para humedad no

deberá pesar menos de 200 g, para suelos con tamaño máximo de partículas de 4.75mm (tamiz No. 4) y no menos de 400 g, para suelos con tamaño máximo mayor. Regístrese este valor en un formato para suelos cohesivos.

12. Colóquese el pistón de extrusión dentro del molde de la muestra y fuécese el espécimen hacia afuera del molde y dentro del molde de extrusión.

13. Úsese el molde de extrusión para deslizar cuidadosamente el espécimen compactado, sobre una placa de vidrio.

14. Determinése el peso del espécimen compactado, con aproximación al gramo. Mídase la altura y el diámetro con aproximación a 0.5 mm (0.02"). Regístrense los valores en un formato para suelo cohesivo.

15. Empleando un dilatador de membranas, colóquese la membrana delgada a prueba de pinchazos sobre el espécimen. Colóquense anillos en O u otros sellos de presión, alrededor de la membrana para proporcionar un sello efectivo a las platinas sólidas de los extremos superior e inferior, similares a los que se emplean con la cámara triaxial.

16. Cúrese el espécimen como se describe en el numeral 6.4.c), paso 8. Si no se va a efectuar ninguna operación después de la compactación, por ejemplo saturación por contrapresión después de la compactación, el espécimen se halla listo para el ensayo de resiliencia en la cámara triaxial.

e) Saturación por contrapresión después de la compactación de especímenes de suelos cohesivos. Si un espécimen de suelo cohesivo inalterado o que se compacta por los métodos de los numerales 5.4.c) y 5.4.d), se va a saturar antes del ensayo, deben cumplirse los siguientes 22 pasos:

1. Sepárese el espécimen de ensayo de las platinas de los extremos, removiendo primero los anillos de caucho en O, y luego doblando o enrollando cuidadosamente la membrana desde los extremos del espécimen, hasta una distancia de aproximadamente 6.4 mm (¼").

2. Colóquese una piedra porosa saturada, encima del pedestal o de la platina de base de la cámara triaxial. Satúrese la línea de drenaje del fondo de la cámara triaxial y el dispositivo para medir presión de poros, antes de iniciar este proceso, haciendo pasar agua desaireada a través de él. Si se usa una platina de tipo removible para el fondo, ajústese ésta firmemente a la cámara triaxial para obtener un sello hermético.

3. Con la válvula de drenaje del fondo cerrada, colóquese la muestra de ensayo sobre la piedra porosa saturada, desdóblese cuidadosamente la membrana hacia abajo y séllese ésta al pedestal o a la platina de base con un anillo en O u otro sello de presión.
4. Colóquese la piedra porosa superior y la placa del extremo superior (Con la válvula de saturación de ingreso) sobre la parte superior del espécimen, desdóblese la membrana hacia arriba, y séllese al extremo superior de la platina.
5. Con la línea de drenaje del fondo del espécimen cerrada, conéctese la entrada de vacío de la parte superior del espécimen a una fuente de vacío a través de una cámara de burbujas, y aplíquese un vacío de 35 kPa (5 lb/pulg²). Si no hay burbujas, se ha obtenido un sello hermético para el sistema. Cuando hay burbujas, verifíquense los goteos causados por conexiones pobres, huecos en la membrana, o sellos imperfectos, en las platinas de los extremos.
6. Cuando se hayan eliminado los escapes, desconéctese la fuente de vacío. Si se ha de medir la respuesta del espécimen empleando los TLDV montados internamente, se requieren los pasos 7, 8 y 9. Si se van a emplear TLDV montados exteriormente, el método continúa con el paso 10.
7. Abrase la abrazadera del TLDV inferior y fijese cuidadosamente, en un punto ubicado en el cuarto inferior del- espécimen, aproximadamente.
8. Repítase el paso 7 para la abrazadera superior, colocándola en el punto del cuarto superior. Asegúrese que ambas abrazaderas queden en planos horizontales.
9. Conéctense los TLDV a la unidad de registro y balancéense los puentes de registro. Esto requerirá ajustes del registrador y ajustes de los vástagos de los TLDV. Cuando se haya obtenido el balanceo de un puente de registro, determínese la separación vertical- entre las abrazaderas de los TLDV con aproximación a 0.5 mm (0.02") y regístrese este valor en un formato para suelos cohesivos.
10. Asiéntese la celda de carga en su lugar sobre la parte superior de la muestra, si se emplea la configuración de la celda de carga de la **Figura 1**.
11. Colóquese el cilindro de la cámara y la placa de cubierta. Insértese el pistón de carga y obténgase una conexión firme con la celda de carga.
12. Ajústense firmemente las varillas de unión de la cámara.

13. Deslícese el conjunto del aparato, y colóquelo en posición bajo el dispositivo de carga axial. Bájese el dispositivo de carga y acóplase al 1 pistón de la cámara triaxial.
14. Conéctese la línea de suministro de presión a la cámara y aplíquese una presión de confinamiento, de 35 kPa (5 lb/pulg²).
15. Conéctese la línea de drenaje del fondo del espécimen a un recipiente de agua destilada desaireada, para la cual pueda controlarse la contrapresión.
16. Reconéctese la línea de drenaje de la parte superior de la muestra a la fuente de vacío a través de la cámara de burbujas. Aplíquese un vacío de 21 kPa (3 lb/pulg²), a la parte superior de la muestra.
17. Abrase la válvula de drenaje del fondo y déjese que el agua suba lentamente a través de la muestra. Cuando aparezca y fluya el agua del espécimen en la línea superior de drenaje, desconéctese la fuente de vacío.
18. Conéctese la línea de drenaje superior a un segundo recipiente de agua destilada desaireada. Manténgase la contrapresión en este recipiente, 35 kPa (5 lb/pulg²) menos que la presión en el recipiente conectado al fondo de la muestra.
19. Elévese la presión de la cámara y la contrapresión lentamente, en incrementos de 35 kPa (5 lb/pulg²) hasta 518 kPa (75 lb/pulg²) y 483 kPa (70 lb/pulg²) respectivamente, teniendo cuidado de mantener aproximadamente la presión de la cámara en 35 kPa (5 lb/pulg²) por encima de la contrapresión en el drenaje del fondo del recipiente, para evitar flujo entre el espécimen y, la membrana.
20. Continúese el flujo de agua a través del sistema, manteniendo la diferencia de 35 kPa (5 lb/pulg²) en la contrapresión aplicada a las líneas de drenaje de la parte superior e inferior, hasta que haya sido eliminado todo el aire.
21. Cuando haya sido eliminado, todo el aire del espécimen de ensayo, un aumento de la presión de la cámara (con las válvulas de contrapresión de la parte superior y del fondo del recipiente, cerradas) se traducirá en un incremento, aproximadamente igual, en la presión de poros. Cuando se logre esta condición (puede tomar varios días), redúzcase la contrapresión a cero y la presión de la cámara hasta 35 kPa (5 lb/pulg²), teniendo cuidado de mantener la presión de la cámara, 35 kPa más alta que la contrapresión.
22. Después que ambas, la contrapresión y la presión de la cámara, hayan sido reducidas a cero, desconéctense las líneas de drenaje de la parte superior e inferior, y

ábranse a la presión atmosférica (cámara triaxial exterior). El espécimen está listo ahora para el ensayo de resiliencia.

4.5 Compactación de especímenes de suelos granulares. Suelos granulares que exhiban suficiente cohesión (aparente) para permitir su manejo (remoción del molde) transporte y sello en la membrana de caucho), se pueden compactar mediante los métodos descritos en los numerales 6.4.c) y 6.4.d).

No es necesario, sin embargo, considerar efectos por la estructura del suelo. Las excepciones son algunos limos plásticos, que pueden exhibir también propiedades resilientes que dependen de las condiciones de compactación. Los materiales granulares que no pueden manejarse, se compactarán como se describirá más adelante.

a) **Relación de humedad-peso unitario.** Cuando es conocida la variación de pesos unitarios en el terreno y de las condiciones de humedad que se representarán con los especímenes de laboratorio, éstos se pueden compactar directamente al contenido de humedad en servicio, empleando los métodos de 6.4.c), 6.4.d) o 6.5.b). Si no están bien definidas las condiciones del servicio, prepárense y ensáyense especímenes sobre una variación de pesos unitarios secos y contenidos de humedad.

Establézcanse las relaciones entre humedad-peso unitario del suelo de acuerdo con el procedimiento del **MTC E16**, empleando martillo de 2.5 kg (55 lb) y caída de 30.5 mm (12") (equipo normai).

b) **Compactación de suelos granulares empleando un molde partido y un vibrador.** Materiales granulares no cohesivos, son verdaderamente compactados mediante el empleo de un molde partido montado sobre la base de la celda triaxial como se muestra en la **Figura 6**. Las fuerzas de compactación son generadas mediante un vibrador, tal como un pequeño martillo neumático operado manualmente. Se necesitan los 26 pasos siguientes para compactar el espécimen:

1. Ajustese la base de la muestra en su sitio sobre la base de la cámara triaxial. Es esencial que se asegure un sello hermético al aire.
2. Colóquense las dos piedras porosas más la tapa sobre la base de la muestra (se necesitan dos piedras porosas para especímenes saturados, pero generalmente sólo deberá usarse la piedra inferior para ensayos de especímenes no saturados). Determínese la altura de la base, tapa, y piedra con aproximación al 0.5 mm (0.02") más próximo, y anótese este valor en un formato para suelos granulares, como se muestra en la **Figura 8**.

3. Remuévanse la tapa de la muestra y la piedra porosa superior, si ésta es usada; mídase el espesor de la membrana de caucho con un medidor micrométrico. Regístrese este valor en un formato para suelos granulares.
4. Colóquese la membrana de caucho sobre la base de la muestra y la piedra porosa inferior. Fijese la membrana en su sitio con sellos de anillos en O.
5. Colóquese el molde partido primero alrededor de la base de la muestra y pásese la membrana por dentro del molde. Apriétese firmemente el molde partido en su sitio. Téngase cuidado para evitar pinchazos en la membrana.
6. Estírese la membrana apretadamente sobre el borde del molde. Aplíquese un vacío al molde para remover todas las arrugas de la membrana. El empleo de plástico poroso que forme un forro tubular como se muestra en la **Figura 6**, ayuda a asegurar que la membrana se ajuste exactamente alrededor del perímetro interior del molde. El vacío debe mantenerse durante el procedimiento de compactación.
7. Úsense calibradores para determinar con aproximación a 0.5 mm (0.02") el diámetro interior de la membrana tubular ajustada al molde. Determínese con aproximación a 0.5 mm (0.02") la distancia desde la parte superior de la piedra porosa, hasta el borde del molde.
8. Determínese el volumen, V del espécimen que se va a preparar. El diámetro del espécimen es el diámetro medido en el paso 7, y la altura es un valor menor que el determinado en el paso 7 pero al menos de 2 veces el diámetro.
9. Determínese el peso del material que debe compactarse dentro del volumen V determinado en el paso 8, para obtener el peso unitario y el contenido de agua deseados, como se describió en el numeral 6.3.
10. Determínese el número de capas N que se van a emplear para la compactación. Normalmente, los espesores de las capas serán de 25.4 a 38.1 mm (1" a 1.5"). Determínese el peso del suelo húmedo requerido para cada capa WLY como en el numeral 6.4.c), paso 1.
11. Colóquese el peso total requerido de suelo, Wad , dentro de una bandeja para mezcla. Agréguese la cantidad de agua requerida, Waw , y mézclese perfectamente.
12. Determínese el peso del suelo húmedo más el de la bandeja de mezclado, y anótese en un formato para suelos granulares.

13. Colóquese la cantidad de suelo húmedo requerido para una capa W_L , dentro del molde. Téngase cuidado de evitar rebose. Úsese una espátula para quitar el material del borde del molde y fórmese un pequeño montículo en el centro del mismo.

14. Insértese la cabeza del vibrador y vibrese el suelo hasta que la distancia entre la superficie compactada y el borde del molde, sea igual a la distancia medida en el paso No. 7, menos el espesor de la capa escogida en el paso No. 10. Esto puede requerir la extracción e introducción de la cabeza del vibrador varias veces, hasta que por experiencia se obtenga la medición del tiempo de vibración requerido.

15. Repítanse los pasos 13 y 14 para cada nueva capa. La distancia medida desde la superficie de la capa compactada hasta el borde del molde, es reducida sucesivamente por el espesor de cada nueva capa a partir del Paso 10. La superficie final deberá ser un plano pulido y horizontal.

16. Cuando la compactación esté completa, mézase el peso de la bandeja de mezcla más el exceso de suelo, y anótase en un formato para suelos granulares. El peso determinado en el paso 12, menos el peso medido ahora, es el peso del suelo húmedo incorporado en los especímenes. Verifíquese el contenido del agua de compactación, w_c del suelo remanente en la bandeja. La muestra para humedad no deberá pesar menos de 200 g para suelos con tamaño máximo de partículas de 4.75 mm (No. 4) y no menos de 500 g para suelos con tamaño máximo de partículas mayor. Regístrese este valor en el formato para suelos granulares.

17. Colóquese la piedra porosa y la tapa de la parte superior sobre la superficie del espécimen. Si la tapa de la muestra se proyecta por encima del borde del molde, deberá sellarse firmemente la membrana contra la tapa con un anillo de sello O. Si no es así, el sello puede aplicarse más tarde.

18. Conéctese la entrada de vacío-saturación a una fuente de vacío y aplíquense 35 kPa (5 lb/pulg²) de vacío con una cámara de burbujas. El vacío sirve para detectar escapes y para producir un esfuerzo inducido rígidamente al material, para evitar el colapso cuando se remueva el molde.

19. Remuévase cuidadosamente el molde con la muestra. Séllese la membrana a la tapa de la muestra si no se ha hecho esto. Determínese con aproximación a 0.5 mm (0.02") la altura de la muestra con tapa y base, y el diámetro del espécimen más la membrana tubular. Anótense estos valores en el formato para suelos granulares.

20. Obsérvese la presencia o ausencia de burbujas de aire en la cámara de burbujas. Si no hay burbujas, se ha logrado un sello hermético. Si hay burbujas, compruébense los escapes causados por conexiones mal hechas, huecos en las membranas, o sellos imperfectos en la tapa y en la base. La existencia de un sello hermético asegura que la membrana permanecerá firmemente en contacto con el espécimen. Esto es esencial para el empleo de la abrazadera montada interiormente para los TLDV. Los escapes a través de huecos en las membranas, pueden eliminarse frecuentemente cubriendo la superficie de la membrana con caucho líquido (látex) o empleando una segunda membrana.

21. Cuando haya sido eliminado el escape, ábrase la abrazadera inferior de los TLDV y colóquese cuidadosamente sobre el espécimen, aproximadamente a la altura del cuarto inferior del espécimen.

22. Repítase el paso 21 para la abrazadera superior y colóquese a la altura del cuarto superior. Asegúrese de que ambas abrazaderas permanezcan en planos horizontales.

23. Conéctense los TLDV a la unidad de registro y balancéense los puentes de registro. Esto requerirá ajustes al registrador y ajuste de los vástagos de los TLDV. Cuando se haya obtenido un registro del puente de balanceo, determínese con aproximación de 0.5 mm (0.02") la separación vertical entre las abrazaderas de los TLDV, y regístrese este valor en un formato para suelos granulares.

24. Colóquese la celda de carga sobre la platina del extremo de la muestra, ensámblase el resto de la celda, y ajústense firmemente las varillas de unión. Deslícese el aparato ensamblado, colóquese en posición bajo el dispositivo de carga axial, y acóplense los pistones del impulsor y de la cámara triaxial.

25. Conéctese la línea de suministro a la cámara de presión y aplíquese una presión de 35 kPa (5 lb/pulg²).

26. Suspéndase la producción de vacío de la entrada de vacío-saturación, y ciérrase esta línea. Si el espécimen va a ser ensayado con el contenido de agua tal como fue compactado, está listo ahora para el ensayo de resiliencia. Si el espécimen va a estar sometido a saturación por contrapresión después de la compactación, se completan los pasos listados en 6.5.c) para suelos granulares.

c) Saturación después de la compactación por contrapresión. Los especímenes de ensayo de suelos granulares, para ser saturados por inundación de contrapresión, son preparados mediante los métodos descritos en el numeral 4.5.b). Después de

completarlos, háganse los siguientes pasos adicionales, que son necesarios para saturar el suelo:

1. Conéctese el suministro de vacío- a la entrada del vacío (en la parte superior del espécimen) y conéctese la línea de drenaje del fondo a una fuente de agua destilada y desaireada.
2. Aplíquese un vacío de 14 a 21 kPa (2 a 3 lb/pulg²) ábrase la línea de drenaje del fondo y permítase que el agua suba lentamente a través del espécimen.
3. Continúese la inundación con agua a través del sistema para remover todo el aire atrapado. Para evaluar la presencia o ausencia de aire, la respuesta de la presión de agua en los poros para un incremento de la presión de la cámara es observada, como se describe para suelos cohesivos en el numeral 6.4.e), paso 21.
4. Cuando haya sido eliminado todo el aire, manténgase la presión de la cámara en 69 kPa (10 lb/pulg²), aplicando una contrapresión de 35 kPa (5 lb/pulg²) a la fuente de suministro de agua, mientras se cierra la válvula de producción de vacío. La presión efectiva de confinamiento de 35 kPa (5 lb/pulg²) sobre la muestra, es igual ahora a la presión de la cámara 70 kPa (10 lb/pulg²), menos la contrapresión 35 kPa (5 lb/pulg²). El espécimen está listo ahora para el ensayo de resiliencia.

5. PROCEDIMIENTO

5.1 Ensayos de resiliencia sobre suelos cohesivos. Los procedimientos descritos en este numeral se emplean para especímenes inalterados y especímenes compactados en el laboratorio, de subrasantes de suelos cohesivos, como se definen en el numeral 4.4.

- a) Conjunto de cámara triaxial. El ensayo de resiliencia de especímenes previamente sometidos a saturación por contrapresión según los procedimientos del numeral 4.4.e), se comienzan con el paso 5.1.b).

Especímenes recortados de muestras inalteradas, y especímenes compactados en el laboratorio, que no hayan sido sometidos a saturación por contrapresión después de la compactación, se colocan en la cámara triaxial y en el aparato de carga, según los siguientes pasos:

1. Colóquese el conjunto de la base de la cámara triaxial sobre la plataforma de la máquina de carga. Si la cámara tiene una platina de fondo removible (base de la muestra), ajústese firmemente para obtener un sello hermético.

2. Remuévanse las platinas de los extremos del espécimen de ensayo, remuévanse los anillos de caucho en O, y luego envuélvanse o enróllense hacia atrás desde los extremos del espécimen a una distancia de aproximadamente 6.4 mm ($\frac{1}{4}$ ").

3. Colóquese una piedra porosa encima del pedestal o sobre la platina del extremo del fondo de la cámara triaxial.

4. Colóquese cuidadosamente el espécimen sobre la piedra, dóblese la membrana y séllese al pedestal o placa del extremo del fondo, con un anillo en O u otro sello de presión.

5. Colóquese la platina superior (tapa de la muestra) y la celda de carga sobre la muestra dóblese la membrana y séllese a la platina superior.

6. Ciérrase la válvula sobre la línea de saturación de la placa superior (esta línea no se necesita para el ensayo de resiliencia de muestras no sometidas a la saturación después de la compactación). Cerrando la válvula, se evitará la pérdida de aire de la cámara durante el ensayo.

7. Conéctese la línea de drenaje del fondo de la muestra a una fuente de vacío a través del punto medio de una cámara de burbujas. Aplíquese un vacío de 21 kPa (3 lb/pulg²). Si hay burbujas, compruébense los escapes como se describe en el numeral 6.4.e), paso 5.

8. Cuando se haya eliminado el goteo, desconéctese el productor de vacío. Instálese el conjunto de TLV en la cámara triaxial y colóquese bajo el dispositivo de carga axial, como se describe en el numeral 5.4.e) pasos 7 al 14.

b) Conducción del ensayo de resiliencia. Se necesitan 12 etapas para efectuar el ensayo del módulo resiliente sobre suelo cohesivo instalado en la cámara triaxial y colocado en el aparato de carga, como se describe en el numeral 5.4.e) o en el 6.7.a).

1. Ábranse todas las válvulas de drenaje que conducen al espécimen.

2. Si no está ya conectada, conéctese la línea de suministro de la cámara de presión y aplíquese una presión de confinamiento (presión de la cámara) de 41 kPa (6 lb/pulg²), al espécimen de ensayo.

3. Vuélvase a balancear los puntos de registro para los TLDV y para la celda de carga.

4. Comiéntese el ensayo aplicando 200 repeticiones de un esfuerzo desviador de 6.9 kPa (1 lb/pulg²) y luego 200 repeticiones de cada uno de los valores 14, 28, 55 y 69 kPa (2, 4, 8 y 10 lb/pulg²).

La anterior secuencia de esfuerzos constituye el acondicionamiento de la muestra, esto es, la eliminación de los efectos del intervalo entre la compactación y la carga, y la eliminación del cargue inicial contra la recarga. Este acondicionamiento de carga ayuda también a disminuir los efectos del contacto inicialmente imperfecto, entre las platinas de los extremos y el espécimen de ensayo.

5. Disminúyase el esfuerzo desviador hasta 6.9 kPa (1 lb/pulg²). Aplíquense 200 repeticiones del esfuerzo desviador y regístrese la deformación recuperada a la repetición No. 200 en un formato para suelos cohesivos.

6. Disminúyase el esfuerzo de confinamiento (presión de cámara), hasta 21 kPa (3 lb/pulg²). Repítase el paso 5.

7. Disminúyase el esfuerzo de confinamiento (presión de cámara), hasta cero. Repítase el paso 5.

8. Auméntese la presión de confinamiento (presión de la cámara) hasta 41 kPa (6 lb/pulg²), aplíquense 200 repeticiones de carga y regístrese la deformación vertical recobrada a la repetición No. 200.

9. Con el esfuerzo desviador en 14. kPa (2 lb/pulg²), aplíquense 200 repeticiones del esfuerzo desviador y regístrese la deformación vertical recuperada a esfuerzos de confinamiento (presiones de cámara) de 21 kPa (3 lb/pulg²) y de cero (0).

10. Continúense registrando las deformaciones verticales, recobradas después de 200 repeticiones del esfuerzo desviador constante, disminuyendo la secuencia de la presión de confinamiento (presión de la cámara), para valores del esfuerzo desviador de 28, 55 y 69 kPa (4, 8-y 10 lb/pulg²). A la conclusión del cargue (con la cámara de presión en cero), desármese la cámara triaxial y remuévanse las abrazaderas de los TLDV.

11. A la conclusión del cargue (con la cámara de presión en cero), desármese la cámara triaxial y remuévanse las abrazaderas de los TLDV.

12. Usese la muestra completa para determinar el contenido de agua y anótese este valor en el formato para suelos cohesivos.

5.2 Ensayo de resiliencia de suelos granulares. Los procedimientos incluidos en esta parte, se emplean para suelos no cohesivos, saturados y no saturados. Para suelos saturados después de la compactación, empleando los pasos del numeral 5.5.c), los esfuerzos de confinamiento buscados para la fase de acondicionamiento, son esfuerzos de confinamiento efectivos, esto es, el esfuerzo de confinamiento es igual a la presión de la cámara menos la contrapresión.

Después de que haya sido preparado el espécimen de ensayo, y de que se haya colocado en el dispositivo de carga, como se describe en los numerales 6.5.b) o 5.5.c), se necesitan los pasos siguientes para efectuar el ensayo de módulo resiliente:

1. Si todavía no ha sido hecho, ajústese la posición del dispositivo de carga axial o el soporte de la base de la cámara triaxial, en cuanto sea necesario, para acoplar el pistón del dispositivo de generación de carga y el pistón de la cámara triaxial. El pistón de la cámara triaxial deberá soportarse firmemente sobre la celda de carga.
2. Vuélvanse a balancear los puentes de registro de datos para los TLDV y la celda de carga.
3. Fijese el esfuerzo de confinamiento, en 35 kPa (5 lb/pulg²) y aplíquense 200 repeticiones de un esfuerzo desviador axial de 35 kPa (5 lb/pulg²). Para especímenes saturados, la válvula de drenaje de la base del espécimen hasta el recipiente de contrapresión se mantiene abierta durante todo el ensayo de resiliencia.
4. Colóquese el generador de carga axial, para aplicar un esfuerzo desviador de 69 kPa (10 lb/pulg²). Actívese el generador de carga y aplíquense 200 repeticiones de esta carga.
5. Fijese la presión de confinamiento en 69 kPa (10 lb/pulg²).
6. Aplíquense 200 repeticiones de un esfuerzo desviador axial de 104 kPa (15 lb/pulg²).
7. Fijese la presión de confinamiento en 104 kPa (15 lb/pulg²) y aplíquense 200 repeticiones de un esfuerzo desviador axial, de 104 kPa (15 lb/pulg²).

8. Aplíquense 200 repeticiones de un esfuerzo desviador axial de 138 kPa (20 lb/pulg²).

9. Si el espécimen es uno de los que han sido saturados mediante los procedimientos de saturación por contrapresión del numeral 6.5.c), redúzcase la contrapresión a cero.

10. Comiencese el registro del ensayo del módulo resiliente, empleando una presión de confinamiento de 138 kPa (20 lb/pulg²), y un esfuerzo desviador de 6.9 kPa (1 lb/pulg²).

Regístrese la deformación vertical recuperada, en un formato para suelos granulares, después de aplicadas 200 repeticiones de carga.

11. Auméntese el esfuerzo desviador hasta 14 kPa (2 lb/pulg²) y registrense las deformaciones verticales recuperadas, después de 200 repeticiones, para niveles de esfuerzo desviador de 35, 69, 104 y 138 kPa (5, 10, 15 y 20 lb/pulg²).

12. Redúzcase la presión de confinamiento hasta 104 kPa (15 lb/pulg²), y registrense las deformaciones verticales recobradas, después de la aplicación de 200 repeticiones de carga para cada uno de los siguientes niveles de esfuerzos desviadores: 6.9, 14, 35, 69, 104 y 138 kPa (1, 2, 5, 10, 15 y 20 lb/pulg²).

13. Redúzcase la presión de confinamiento, hasta 69 kPa (10 lb/pulg²) y registrense las deformaciones verticales recobradas después de la aplicación de 200 repeticiones de cada uno de los siguientes niveles de esfuerzos desviadores: 6.9, 14, 35, 69 y 104 kPa (1, 2, 5, 10 y 15 lb/pulg²).

14. Redúzcanse las presiones de confinamiento hasta 35 kPa (5 lb/pulg²) y registrense las deformaciones verticales recobradas después de aplicar 200 repeticiones, de cada uno de los siguientes niveles de esfuerzos desviadores: 6.9, 14, 35, 69, y 104 kPa (1, 2, 5, 10 y 15 lb/pulg²).

15. Redúzcase la presión de confinamiento hasta 6.9 kPa (1 lb/pulg²) y registrense las deformaciones verticales recobradas después de aplicar 200 repeticiones, de cada uno de los siguientes niveles de esfuerzos desviadores: 6.9, 14, 35, 52 y 69 kPa (1, 2, 5, 7.5 y 10 lb/pulg²). Deténgase el cargue, después de 200 repeticiones del último nivel del esfuerzo desviador, o cuando falle el espécimen.

16. Redúzcase la presión de la cámara hasta cero, desmóntese la celda y remuévanse las abrazaderas de los TLDV.

17. Úsese el espécimen de ensayo completo para determinar el contenido de agua. Regístrese este valor en un formato para suelos granulares.

6. CÁLCULOS

6.1 Los cálculos se efectúan empleando una disposición tabular a partir de un formato, como se muestra en las **figuras 7 y 8**.

7. INFORME

7.1 Suelos cohesivos. El informe debe incluir lo siguiente:

- Formatos con cálculos en forma tabular. (véase **Figura 7**), para cada muestra ensayada.
- Gráficas que muestren la variación del módulo resiliente, con el esfuerzo desviador y de confinamiento (véase **Figura 9**), para cada espécimen ensayado.
- Dibújense las relaciones de humedad-peso unitario, para los suelos ensayados que muestren líneas de saturación del 100% y 80%, y los puntos (coordenadas) de humedad-peso unitario de los especímenes ensayados.
- Observaciones: anótese cualquier condición inusual u otros datos que sean considerados necesarios, para interpretar apropiadamente los resultados obtenidos.

7.2 Suelos granulares. El informe del ensayo del módulo resiliente de suelos granulares, deberá incluir lo siguiente:

- Hojas de datos con cálculos en forma tabular para cada espécimen (véase **Figura 8**).
- Gráficas que muestren variaciones del módulo resiliente, con los esfuerzos desviadores y de confinamiento para cada espécimen, como se muestra en la **Figura 9**.
- Gráfico logarítmico del módulo resiliente contra la suma de los esfuerzos principales, como se muestra en la **Figura 10** para cada espécimen.

Para cada gráfico deberán establecerse las constantes de regresión K_1 y K_2 .

- Dibújese la relación humedad-peso unitario para el suelo ensayado, mostrando las líneas de saturación del 100% y del 80%, y los puntos (coordenadas) de humedad-peso unitario, del espécimen ensayado.

- Observaciones: anótense condiciones inusuales u otros datos que se consideren necesarios para interpretar adecuadamente los resultados.

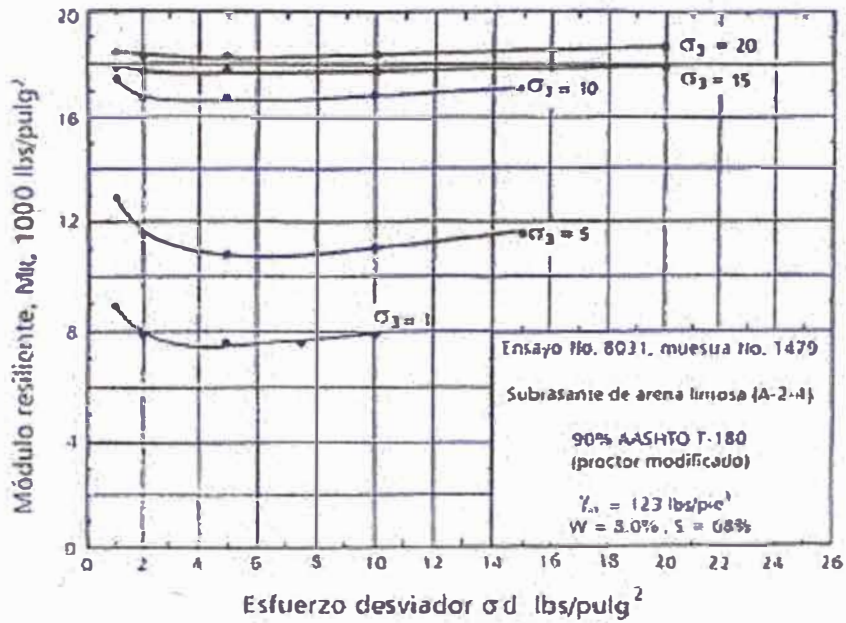


Figura 9. Gráfico aritmético de resultados del ensayo de módulo resiliente.

8. CORRESPONDENCIA CON OTRAS NORMAS

AASHTO	T274
--------	------

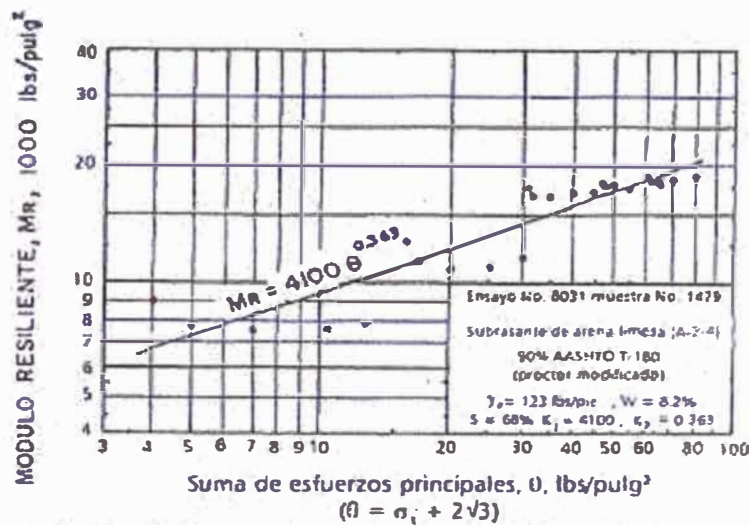


Figura 10. Gráfico logarítmico de resultados del ensayo de módulo resiliente