



Nombre de la Línea de Investigación :	COMPORTAMIENTO DE MATERIALES GRANULARES EN PAVIMENTOS FLEXIBLES
Área:	Estructuras y Geotecnia
Opciones curriculares que se soportan en la línea:	Pregrado en Ingeniería Civil Tecnología en Edificación y Obra Civil Especialización en Ingeniería de Pavimentos
Nombre del Director: e-mail:	Hugo Alexander Rondón Quintana harondon@ucatolica.edu.co
Campo de ciencia y tecnología de la Línea:	Ingeniería y Tecnología
Programas nacionales de ciencia y tecnología:	Desarrollo Tecnológico, Industrial y Calidad Medio Ambiente y Habitad
Grupos de Investigación que desarrollan la Línea	G. I. en Pavimentos y Materiales de Ingeniería

1. JUSTIFICACIÓN

Una estructura de pavimento debe ser diseñada de tal manera que las cargas impuestas por el tránsito no generen deformaciones permanentes excesivas. En el caso de las estructuras flexibles, la deformación permanente total es la suma de la deformación vertical producida en cada una de las capas del pavimento debido al paso de los vehículos. Esta acumulación de la deformación en el tiempo puede generar fallas funcionales o estructurales.

Diversos estudios e investigaciones (p.e., Lister, 1972; Bonaquist, 1992; Little, 1993; Collop et al., 1995; Brown, 1996; Pidwerbesky, 1996; Archilla & Madanat, 2002; Ingason et al., 2002; Erlingsson, 2004; Erlingsson & Ingason, 2004) demuestran que gran parte de la acumulación de la deformación que experimentan estructuras de pavimentos flexibles bajo cargas cíclicas se producen en las capas de base y subbase compuestas por materiales granulares no tratados. Por lo anterior y con el fin de entender mejor el comportamiento de estos materiales bajo carga cíclica, la ingeniería de pavimentos ha venido desarrollando dos tipos de estudios a nivel macromecánico, generalmente por separado. El primero de ellos y sobre el cual se ha realizado mayor investigación desde la década de los 60's, se concentra en el desarrollo de ecuaciones matemáticas que predigan la evolución de la deformación resiliente y de las variables asociadas a la rigidez elástica del material (módulo resiliente M_r , módulo volumétrico K y el de cortante G) cuando experimentan diversas trayectorias de carga cíclica. Una vez desarrollada la ecuación se introduce en ecuaciones constitutivas elásticas con el fin de predecir la deformación que experimentará la capa granular. Estas ecuaciones son conocidas como elásticas no lineales y suponen que en cada ciclo de carga la deformación permanente es pequeña comparada con la deformación resiliente. Algunas de ellas son: ecuaciones no lineales (Brown & Pell, 1967; Hicks & Monismith, 1972; Boyce, 1980), anisotropicas no lineales elásticas (Tutumluer & Thompson, 1997; Hornych et al., 1998; Tatsuoka et al., 1999; Adu-Osei et al., 2001; Hicher & Chang, 2006), Hiperelásticas (Hoff & Nordal, 1999; Taciroglu & Hjelmstad, 2002). El segundo tipo de estudio busca desarrollar ecuaciones matemáticas que permitan predecir la deformación permanente a partir del estado de confinamiento y del número de ciclos de carga a los cuales es solicitada una muestra en el laboratorio. Estas ecuaciones son consideradas como empíricas (p.e., Barksdale, 1972; Sweere, 1990; Lekarp et al., 2000). Algunas incluyen la influencia del esfuerzo desviador (p.e., Lashine et al., 1971; Gidel et al., 2001) y otras son basadas en la mecánica de suelos: "Three-surface kinematic hardening model" (Hau et al., 2005), elastoplásticos (Wolff, 1992; Wolff & Visser, 1994; Hicher et al., 1999; Chazallon, 2000; Takeuchi et al., 2004; Habiballah et al., 2004; Habiballah & Chazallon, 2005).

Otra metodología de estudio intenta comprender fenómenos físicos del comportamiento de materiales granulares a nivel micromecánico para poder entender el comportamiento a nivel macromecánico. Esta metodología emplea herramientas computacionales denominados programas de elementos discretos (DEM por sus siglas en inglés). Tal vez los primeros reportes sobre validación del uso de esta herramienta son los de Cundall (1978) y Cundall & Strack (1979). Son muy pocos los estudios que se han realizado a nivel micromecánico en esta área en comparación con los estudios a nivel macro. Algunos de ellos pueden ser consultados en Khogali & Zeghal (2000), Zeghal (2000), Ullidtz (2002), Khogali & Zeghal (2003), Alonso-Marroquín & Hermann (2004), Alonso-Marroquín et al. (2004), Zeghal (2004), García-Rojo & Hermann (2004), Saussine et al. (2004), García-Rojo et al. (2005), Kim et al. (2005). Esta herramienta de investigación tiene como principales desventajas:

- Requieren de alta velocidad y capacidad para almacenamiento de información.
- Para el caso de un pavimento donde los ciclos de carga son elevados (en algunos casos superiores a 3×10^7), simulaciones a nivel micromecánico no son posibles con la tecnología actual.
- Solo son tenidos en cuenta como mecanismos de desplazamiento la rotación y el deslizamiento entre partículas.
- A nivel micromecánico la confrontación de los resultados numéricos de las simulaciones con la evidencia experimental es mucho más difícil que para el caso macromecánico.
- Para las simulaciones, conocer a priori las diferentes formas y tamaños de las partículas en un material granular es complejo, y el grado de complejidad aumenta cuando se debe tener en cuenta que de acuerdo a la forma como es compactado puede adquirir estructuras totalmente diferentes.
- Condiciones ambientales y contenido de finos no son tenidos en cuenta en las simulaciones.

A pesar del amplio número de investigaciones en estas áreas el comportamiento elastoplástico de estos materiales aún no ha sido totalmente entendido (Brown, 1996; Lekarp et al., 1996; Uzan, 1999; Lekarp et al., 2000; Collins & Boulbibane, 2000; Werkmeister et al., 2002; Werkmeister 2003; Dawson, 2003). Específicamente existe un amplio progreso en la predicción de la respuesta resiliente pero es menos exitoso en la predicción de la deformación permanente (Dawson et al., 2000). Si a esto se suma que en Colombia la contribución en investigación por parte de los ingenieros de pavimentos en esta área es muy escasa y el estudio de estos materiales es bastante empírico, es fácil deducir entonces que la presente línea de investigación es pertinente y necesaria dentro del campo de la investigación de la infraestructura vial.

Por otro lado, la Universidad de Los Andes (Colombia) y la Ruhr – Universität Bochum (Alemania) están llevando a cabo un proyecto de investigación que tiene como objetivos principales analizar el comportamiento de materiales granulares cuando experimentan trayectorias de esfuerzo cíclicas similares a las que producen las cargas vehiculares en un pavimento flexible, y evaluar la predicción de este comportamiento desarrollando modelos matemáticos basados en los fundamentos de la mecánica de suelos. Este estudio se está desarrollando por medio del trabajo de investigación de doctorado del Ing. Hugo Alexander Rondón Quintana (docente tiempo completo en Comisión de Estudios de la Universidad Católica de Colombia y líder de la línea de investigación que se está presentando). La idea es entonces vincular a la Universidad Católica de Colombia a este grupo de trabajo a través del desarrollo conjunto de proyectos de investigación en esta área del conocimiento y haciendo énfasis en el estudio de materiales Colombianos.

2. PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA

Métodos de diseño tales como SHELL (1978), TAI (The Asphalt Institute, 1982), AASHTO (American Association of State Highway Officials, 1986), AASHTO (1993), DMRB (Design Manual for Roads and Bridges, 1994), TRL (Transportation Research Laboratory, 1993), AUSTRROADS (1992), INVIA (Instituto Nacional de Vías, 2002) e IDU & UA (Instituto de Desarrollo Urbano y Universidad de Los Andes, 2002) suponen que la deformación permanente se genera solamente en la subrasante. La anterior suposición se basa en que la subrasante es la capa más susceptible a la deformación debido a su menor rigidez en comparación con las otras capas del pavimento, y a una mayor probabilidad de presentar altos contenidos de agua lo cual disminuiría su capacidad portante. Sin embargo, en una estructura de pavimento flexible gran parte de la acumulación de la deformación se genera en las capas compuestas por materiales granulares no tratados (base y subbase) (Lister, 1972; Bonaquist, 1992; Little, 1993; Collop et al., 1995; Brown, 1996; Pidwerbesky, 1996; Archilla & Madanat, 2002; Ingason et al., 2002; Erlingsson, 2004; Erlingsson & Ingason, 2004). Por lo anterior la ingeniería de pavimentos ha venido desarrollando estudios para intentar comprender el complejo comportamiento elastoplástico que experimentan materiales granulares bajo diversas trayectorias de cargas cíclicas y condiciones del medio ambiente. El estado actual del conocimiento en esta área es que el comportamiento de estos materiales aún no ha sido totalmente entendido.

Por otro lado, estas metodologías de diseño suponen de una manera simplista que el comportamiento de materiales granulares no tratados es elástico lineal e isotrópico. Sin embargo, cuando estos materiales son sometidos a los tipos y niveles de carga que experimenta un pavimento, se generan deformaciones tanto resilientes (recuperables) como permanentes (plásticas) y los estados de esfuerzos y deformaciones son anisotrópicos. Por lo tanto suponer de manera simplista que el comportamiento de estos materiales es completamente elástico conduce a una respuesta aproximada del comportamiento del material correspondiente quizás a muy bajos niveles de esfuerzos. La suposición de comportamiento elástico lineal impide además considerar un módulo de rigidez del material dependiente del nivel de esfuerzo aplicado como muestra la evidencia teórica y experimental (p.e., Hicks & Monismith, 1972; Barksdale, 1972; Boyce, 1980; Brown & Pappin, 1981; Karasahin et al., 1993; Tatsuoka et al., 1999; Lekarp et al., 2000; COST 337, 2000; Werkmeister et al., 2001; Garnica et al., 2002; Werkmeister 2003, Rahim & George, 2005; Tong Li & Baus, 2005).

En Colombia el método de diseño de pavimentos flexibles del Instituto Nacional de Vías (INVIA, 2002), es empírico. En este tipo de metodologías, cambios en el tiempo de las condiciones de tránsito o del clima de la zona de estudio pueden hacer que métodos de este tipo pierdan confiabilidad en la predicción del dimensionamiento de pavimentos. Lo delicado de esta situación es que en Colombia las condiciones de tránsito y clima son cambiantes:

- El transporte por carretera es el sistema más utilizado de desplazamiento de carga y de pasajeros (a pesar que en los últimos años ha venido aumentando el uso del transporte aéreo). La tendencia del parque automotor por este medio de transporte en los últimos 30 años, ha sido incrementar en número y magnitud de cargas. En general, el incremento promedio anual del tránsito es del 4.6% y la capacidad instalada del parque automotor de carga ha venido creciendo con una tasa anual promedio del 5.08% (Mintransporte, 2000; IDEAM, 2001; Mintransporte, 2004).

- Con respecto al clima, fenómenos ambientales como “El Niño” o “La Niña”, hacen que la temperatura presente variabilidad interanual de 2°C en algunas zonas del territorio nacional y que la precipitación aumente provocando períodos de lluvia de hasta dos meses más de lo normal por año (IDEAM, 2001).

El problema anterior se agrava cuando por las carreteras colombianas los pesos máximos permitidos de carga en muchas ocasiones son excedidos como se observa en las Tablas 1 y 2 y estos aspectos inciden sobre el comportamiento que experimentan materiales granulares in situ. Además, la forma para caracterizar materiales granulares y cuantificar la “calidad” de los mismos se realiza por medio de los siguientes ensayos (INVIAS, 2002a): Análisis granulométrico (INV E-123, 124), Proctor (INV E-141, 142), Californian Bearing Ratio - *CBR* (INV E-148), Desgaste en la máquina de Los Angeles (INV E-218, 219), Índices de alargamiento y aplanamiento (E-230), Partículas fracturadas (INV E-227), Pérdida en Solidez (INV E-220), Equivalente de arena (INV E-133) e Índice plástico (INV E-125, 126). Estos ensayos solo pueden realizar medidas indirectas de la “calidad” del agregado pétreo y en algunos casos de la resistencia al corte bajo carga monotónica (p.e., *CBR*), pero no pueden predecir la rigidez y la resistencia a la deformación permanente que experimentan estos materiales bajo una carga rodante (carga cíclica) (Lentz & Baladi, 1980; Brown & Selig, 1991; Brown, 1996). Los métodos de diseño suponen entonces que cumpliendo ciertos requisitos de “calidad” en los ensayos de caracterización, las capas granulares no experimentarán comportamientos deficientes bajo cargas cíclicas. Sin embargo algunos estudios encontrados en la literatura de referencia ponen en duda la anterior suposición:

- Gidel et al. (2002), realizaron ensayos triaxiales cíclicos sobre dos materiales granulares que presentaban desgastes elevados y no reunían ciertos parámetros empíricos de calidad exigidos por las especificaciones francesas para carreteras. Sin embargo, los valores de rigidez (variaron entre 800 MPa y 1300 MPa) y de resistencia a la deformación permanente de estos materiales fueron altos, lo cual indica que el criterio empírico basado en Los Ángeles y en otros ensayos de caracterización no son suficientes para evaluar el funcionamiento mecánico de agregados pétreos bajo carga cíclica.
- Núñez et al. (2004) basados en ensayos monotónicos, observaron que aunque los parámetros de resistencia al corte (cohesión y fricción) de diversos materiales mal gradados eran similares, su resistencia a la deformación permanente fue bastante diferente. Incluso observaron que a pesar que uno de los materiales no gradados era superior en *CBR* y parámetros de resistencia al corte a los demás, experimentó mayores valores de deformación permanente.
- Investigadores como Balay et al., (1997) mencionan que diversos estudios han confirmado que no existe una relación entre el comportamiento mecánico de materiales granulares (rigidez y resistencia a la deformación permanente) y la resistencia del agregado (p.e., desgaste en la máquina de Los Ángeles y *CBR*).
- Kumar et al. (2006) basados en los resultados de ensayos monotónicos y cíclicos sobre 4 materiales granulares reportaron que el material con mayor *CBR* (60.7%) experimentó mayores deformaciones permanentes bajo carga cíclica que los demás que presentaban inferior *CBR* (entre 9.1 y 47.2%).

Tabla 1. Peso máximo permitido, porcentaje de excedidos y peso máximo registrado de camiones tipo C2 en 5 vías colombianas (Mintransporte et al., 2003).

Camión C2	Bogotá - Girardot	Ibagué - Cali	Buga - Buenaventura	Medellín - La Pintada	Santamaría - Bosconia
Muestra eje sencillo, llanta sencilla	3380	1035	2014	2615	999
Mayores al permitido (6 ton)	8	4	3	25	5
% de excedidos	0.2	0.4	0.2	1.0	0.5
Muestra eje sencillo, llanta doble	3380	1035	2014	2615	999
Mayores al permitido (11 ton)	1025	368	651	747	542
% de excedidos	30.3	35.6	32.3	28.6	54.3

En el método de diseño INVIAS (2002), y en general como ya se mencionó para los métodos empíricos de diseño, una de las principales limitaciones es que suponen que la deformación permanente ocurre solo en la subrasante. En el método INVIAS (2002), la subrasante se caracteriza por medio del módulo resiliente (usado en metodologías mecanicistas como se verá más adelante). Como en la práctica es de difícil determinación experimental el cálculo de esta variable en la subrasante (ya sea por falta de equipos o definición acertada de trayectorias de esfuerzo), lo que se hace es correlacionarla con el valor del *CBR* a través de la siguiente ecuación empírica de Heukelom & Foster (1960) y Heukelom & Klomp (1962):

$$E_r = 10CBR \text{ (MPa), para } CBR < 10\% \quad (2.1)$$

Tabla 2. Peso máximo permitido, porcentaje de excedidos y peso máximo registrado de camiones tipo C3 en 5 vías colombianas (Mintransporte et al., 2003).

Camión C3	Bogotá-Girardot	Ibagué-Cali	Buga - Buenaventura	Medellín - La Pintada	Santamaría-Bosconia
Muestra eje sencillo, llanta sencilla	934	586	795	678	355
Mayores al permitido (6 ton)	123	116	132	-	82
% de excedidos	13.2	19.8	16.6	-	23.1
Muestra eje tándem, llanta doble	934	586	795	678	355
Mayores al permitido (22 ton)	138	246	88	142	104
% de excedidos	14.8	42.0	11.1	20.9	29.3

Cuando se utiliza la anterior ecuación surgen múltiples incertidumbres. Una de ellas es que el ensayo de *CBR* es una medida empírica indirecta de la resistencia al corte y de la rigidez del material en condiciones no drenadas que se mide bajo una carga monotónica, y en un pavimento, la carga es cíclica. Además, la magnitud del esfuerzo en un pavimento es muchos más baja que aquella que se genera en la muestra cuando se realiza el ensayo de *CBR*. Por otro lado, ecuaciones similares a la (1.1) pueden ser encontradas en la literatura (Brown & Selig, 1991; Garnica et al., 2001; Reyes, 2003; Sawangsuriya & Edil, 2005) como se puede observar en la Figura 2.1. Por lo tanto para el caso Colombiano, donde existe variedad de composición y tipos de suelos, escoger arbitrariamente una ecuación empírica puede conducir a diseños de estructuras sub o sobredimensionadas. Otras correlaciones del módulo resiliente de subrasantes con otros factores tales como la resistencia la compresión inconfiada, ensayos de deflectometría, clasificación del suelo, densidad y *CBR* pueden ser consultados en Powell et al. (1984), Brown & O'Reilly (1990), Lee et al. (1995), Woojin Lee et al. (1997), Garnica et al. (2001) y Sawangsuriya & Edil (2005).

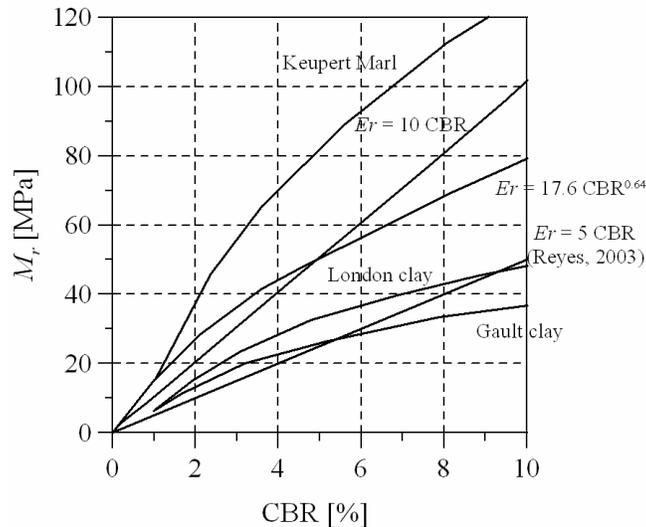


Figura 2.1 Relación entre el *CBR* y el módulo resiliente (M_r).

Pasando al caso de los materiales granulares que conforman bases y subbases, el módulo resiliente también puede ser obtenido por medio de múltiples ecuaciones empíricas (p.e., ecuaciones 1.2, 1.3 y 1.4) las cuales al emplearlas generan similares incertidumbres a las presentadas para el caso de la subrasante. Incluso en diversas investigaciones reportadas en la literatura (p.e., Rada & Witczak, 1981, Sweere, 1990, Zaman et al., 1994), no se encontraron correlaciones entre el *CBR* y el M_r , e investigadores como McDowell & Hau (2004) aseguran que la rigidez de un material no es una simple función del *CBR*.

$$E_{subb} = E_{subr} [5.35 \log h + 0.62 \log E_{subr} - 1.56 \log E_{subr} \log h - 1.13] \tag{2.2}$$

$$E_{base} = E_i [8.05 \log h + 0.84 \log E_i - 2.1 \log E_i \log h - 2.21] \tag{2.3}$$

$$E_{base} = 0.206h^{0.45} E_i \quad \text{ecuación válida para} \quad 2 < \frac{E_{base}}{E_i} < 4 \quad (2.4)$$

La ecuación (2.4) puede ser utilizada de igual forma para el cálculo del módulo de la subbase. E_{base} , E_{subb} , E_{subr} y E_i son los módulos de base, subbase, subrasante y de la capa subyacente respectivamente medidos en kg/cm^2 y h es el espesor de la capa granular donde se quiere medir el módulo medido en cm para el caso de las ecuaciones (2.2) y (2.3), y en mm para la ecuación (2.4).

En resumen:

- Los métodos de diseño deben comenzar a tener en cuenta que las capas granulares de base y subbase pueden contribuir en gran parte de la deformación permanente (la cual puede generar fallas estructurales o funcionales).
- Los modelos constitutivos que se utilicen para el cálculo de esfuerzos y deformaciones deben ser capaces de predecir el comportamiento elastoplástico y anisotrópico complejo que exhiben materiales granulares bajo carga cíclica. Además estos modelos deben ser fundamentados en los principios de la mecánica de suelos, los cuales no han sido tenidos en cuenta por muchos investigadores del área de los pavimentos.
- Se debe propender por la realización de ensayos que simulen lo más real posible las condiciones de carga cíclica y del medio ambiente que experimentan las capas granulares en un pavimento, con el fin de medir y evaluar la resistencia de estos materiales a la deformación permanente y la magnitud de las deformaciones tanto resilientes como permanentes.

3. ESTADO DEL CONOCIMIENTO DE LA LÍNEA

3.1 ENSAYOS SOBRE MATERIALES GRANULARES EN LABORATORIO E IN SITU

La mayor parte de las investigaciones sobre materiales granulares en el área de los pavimentos se realizan por medio de ensayos con aparatos triaxiales cíclicos. Estos ensayos son de dos tipos: con presión de confinamiento constante (PCC) y variable (PCV). Los ensayos tipo PCC presentan como principales desventajas que solamente pueden simular la carga axial cíclica y por lo general se sobrestima el efecto de la presión de confinamiento el cual tampoco es una relación directa con el esfuerzo axial. En comparación con los ensayos PCC, los ensayos PCV simulan mejor el comportamiento cíclico de las cargas rodantes ya que pueden describir tanto los esfuerzos verticales cíclicos como los horizontales. Sin embargo, ignoran el efecto del esfuerzo cortante (Figura 3.1).

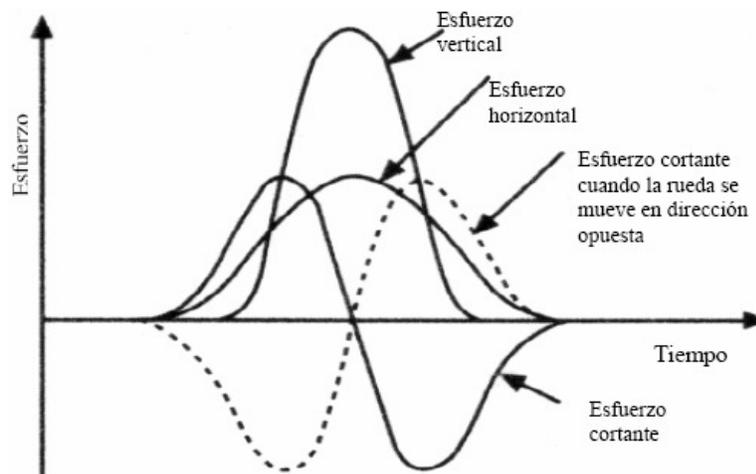


Figura 3.1 Variación de esfuerzos con respecto al tiempo cuando se aplica una carga vehicular. Brown, 1996 (extraída de Garnica & Gomes, 2001).

En los últimos 40 años, la mayor parte de los estudios realizados sobre materiales granulares en triaxiales cíclicos se han concentrado en medir la respuesta resiliente. De forma similar se puede concluir que en comparación con los estudios de deformación permanente en ensayos tipo PCC, muy pocos estudios en ensayos PCV se han realizado. Lo anterior principalmente por:

- Con la tecnología actual, las frecuencias de carga en los ensayos PCV son bajas y consumen mucho tiempo.
- En muchos casos, la magnitud de la presión de confinamiento cíclica en los ensayos PCV es limitada a bajos valores.
- Los ensayos PCV requieren de equipos e instrumentación especial para la generación de la presión de confinamiento cíclica y la medición de la deformación axial y radial.
- En comparación con los equipos tipo PCC muy pocos del tipo PCV existen en los institutos de investigación.
- Los resultados de los ensayos en muchos casos exhiben alta dispersión en los resultados.

El control en un ensayo de laboratorio, de los tres componentes de esfuerzo de la Figura 3.1 es complicado. Existen en el mundo aparatos como el triaxial verdadero que podrían reproducir estas tres componentes (Thom & Dawson, 1996) pero no es apropiado para medir pequeñas deformaciones y existen muy pocos en el mundo. Otra alternativa es el Hollow Cylinder Apparatus (Thom & Dawson, 1996; Dawson et al., 2000; Paute et al., 1996), en el cual una vez confinada la muestra de material a ensayar se aplica un esfuerzo axial y adicionalmente se aplica un torque generando esfuerzos cortantes sobre planos verticales y horizontales. El inconveniente de trabajar en este equipo resulta cuando se quieren estudiar granulares gruesos (como es el caso de los materiales que conforman capas de base y subbase), y al igual que el triaxial verdadero existen pocos ejemplares.

Ensayos más apropiados para describir la respuesta de estos materiales en pavimentos son los ensayos a escala real sobre pistas de prueba (p.e., Figura 3.2). Las principales desventajas de este tipo de tecnología son que requieren la construcción de estructuras costosas a escala real y de equipos e instrumentación sofisticados para la medición de deflexiones y esfuerzos, así como para el control de la humedad en cada una de las capas del pavimento. Información adicional sobre las características y beneficios de la utilización de estos equipos puede consultada en Metcalf (1996), Brown (2004), y en los "Proceedings of 2nd. International Conference on Accelerated Pavement Testing" realizados en 1999 y 2004. Existen otros equipos utilizados para medir deflexiones in situ en un pavimento como el deflectómetro de impacto (FWD por sus siglas en inglés) y la viga Benkelman, pero por lo general son empleados para evaluación y control del funcionamiento de estructuras de pavimentos.



Figura 3.2 Carrusel de fatiga de la Universidad de Los Andes.

3.3 COMPORTAMIENTO RESILIENTE DE MATERIALES GRANULARES

3.3.1 Módulo resiliente.

Seed et al. (1955, citado de Garnica et al., 2001) introdujo el término módulo resiliente (M_r) como la relación que existe entre la magnitud del esfuerzo desviador cíclico ($q = \sigma_1 - \sigma_3$) en compresión triaxial y la deformación axial recuperable o resiliente (ϵ_{1r}):

$$M_r = \frac{q}{\epsilon_{1r}} = \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{\epsilon_{1r}}, \quad (3.1)$$

$$\nu_r = \frac{\epsilon_{3r}}{\epsilon_{1r}} \quad (3.2)$$

σ_1 es el esfuerzo cíclico axial, σ_3 es la presión de confinamiento, ϵ_{3r} es la deformación horizontal resiliente y ν_r es la relación de Poisson. La ecuación (2.1) es aplicable para el caso en el cual la presión de confinamiento se mantiene constante. Cuando esta presión varía, se usa la ecuación elástica generalizada de Hooke's obteniendo:

$$M_r = \frac{(\sigma_1 - \sigma_3)(\sigma_1 + 2\sigma_3)}{\epsilon_{1r}(\sigma_1 + \sigma_3) - 2\epsilon_{3r}\sigma_3}, \quad (3.3)$$

$$\nu_r = \frac{\sigma_1\epsilon_{3r} - \sigma_3\epsilon_{1r}}{2\epsilon_{3r}\sigma_3 - \epsilon_{1r}(\sigma_1 + \sigma_3)} \quad (3.4)$$

Para el estudio del comportamiento resiliente de materiales granulares se utilizan por lo general ensayos triaxiales cíclicos cuyas trayectorias de esfuerzos se presentan en la Figura 3.3. Estos ensayos se realizan en dos fases: una fase de acondicionamiento donde se aplican 2×10^4 ciclos de carga y luego una serie de cargas cortas (100 ciclos) con diferentes

trayectorias q/p (entre 0 y 2.5). En esta última fase es donde se miden las deformaciones resilientes necesarias para el cálculo del módulo (COST 337, 2000).

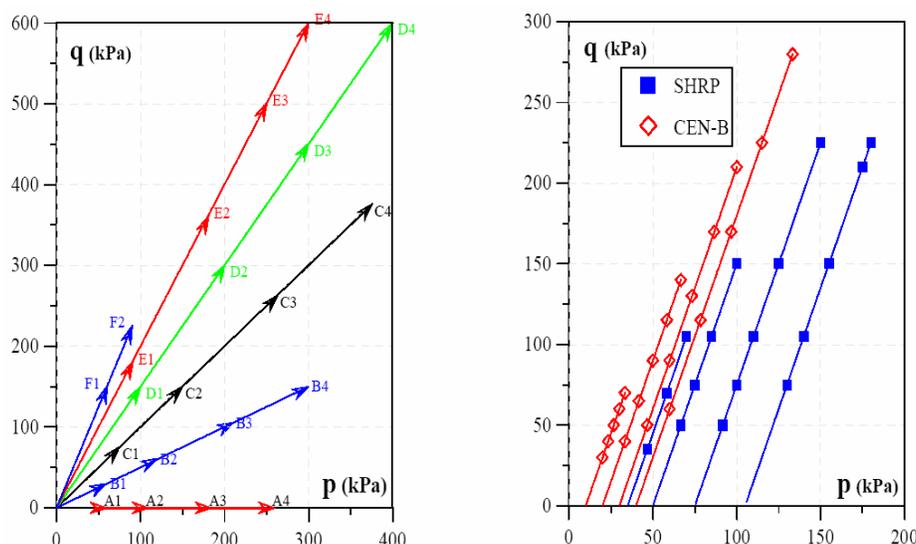


Figura 3.3 Trayectorias de esfuerzos para el cálculo del módulo resiliente. A la izquierda se presenta la trayectoria para los ensayos PCV y a la derecha para los PCC. COST 337, 2000.

Durante la ejecución de ensayos triaxiales cíclicos se observa que después de un cierto número de ciclos de carga el material tiende a poseer casi en su totalidad deformaciones resilientes (debido principalmente a la densificación del material como se observa en la Figura 3.4). En este punto el módulo que se obtiene llega a ser aproximadamente constante y se supone que el comportamiento del material es elástico. Es a este módulo constante al que se le denomina módulo resiliente.

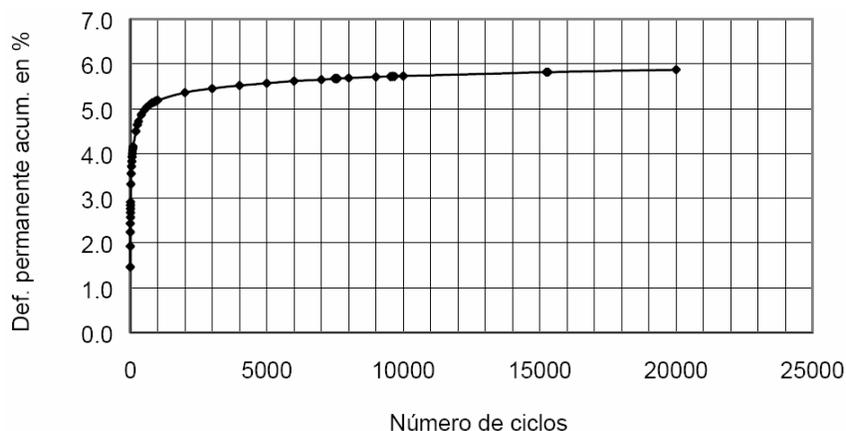


Figura 3.4 Curva típica de un ensayo triaxial cíclico sobre material granular (Garnica et al, 2001).

3.3.2 Factores que influyen en el comportamiento resiliente de materiales granulares.

La mayor parte de las investigaciones realizadas sobre materiales granulares han demostrado que el módulo resiliente depende principalmente de la magnitud del esfuerzo aplicado. Otros factores que lo afectan son: el contenido de agua, la densidad, el número, duración y frecuencia de cargas cíclicas, el tipo de ensayo, la gradación, naturaleza mineralógica y contenido de finos del material, el tamaño máximo y la forma de las partículas sólidas.

3.3.2.1 Influencia del esfuerzo. Con respecto al nivel de esfuerzo ha sido ampliamente demostrado que el valor del módulo resiliente depende principalmente de la presión de confinamiento y mantiene una relación de proporcionalidad directa con la suma de esfuerzos principales ($\theta = \sigma_1 + 2\sigma_3$) la cual genera un incremento notable en el módulo (Morgan, 1966; Monismith et al., 1967; Hicks & Monismith, 1971; Barksdale, 1972; Barksdale & Hicks, 1973; Kalcheff & Hicks 1973; Allen & Thompson, 1974; Maree et al., 1982; Barksdale, 1984; Khedr, 1985; Elliott & David, 1989; Sweere, 1990; Thompson & Smith, 1990; Raad et al., 1992; Kamal et al., 1993; Mohammad et al., 1994; Zaman et al., 1994; Gomes & Gillet, 1996; Heydinger et al., 1996; Tian et al., 1998; Dawson et al., 2000; Adu-Osei et al., 2001; Janoo & Bayer II,

2001; Lekarp & Isacsson, 2001; Magnúsdóttir & Erlingsson, 2002; Theyse, 2002; Tutumluer et al., 2003; Janoo et al., 2004; Luzia & Picado – Santos, 2004; Rahim & George, 2005; Seyhan et al., 2005; Reyes & Rondón, 2007). Por ejemplo Allen & Thompson (1974) reportaron un incremento del 400% del valor del módulo cuando la suma de esfuerzos principales aumenta de 69 kPa a 552 kPa. Otros ejemplos de la variación del módulo con θ se pueden observar en las Figuras 3.5, 3.6 y 3.7.

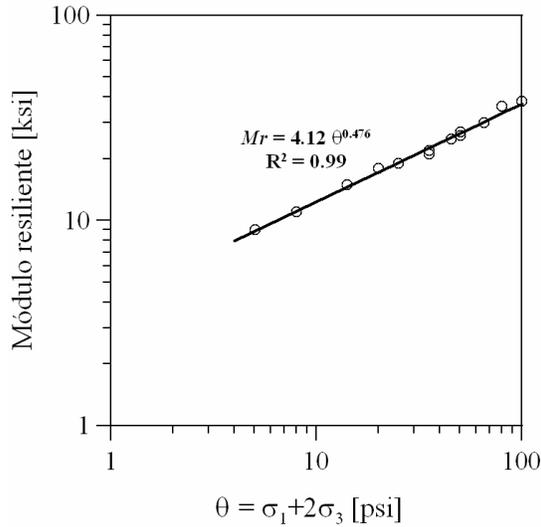


Figura 3.5 Variación del módulo resiliente con la suma de esfuerzos principales. Elliott & David, 1989.

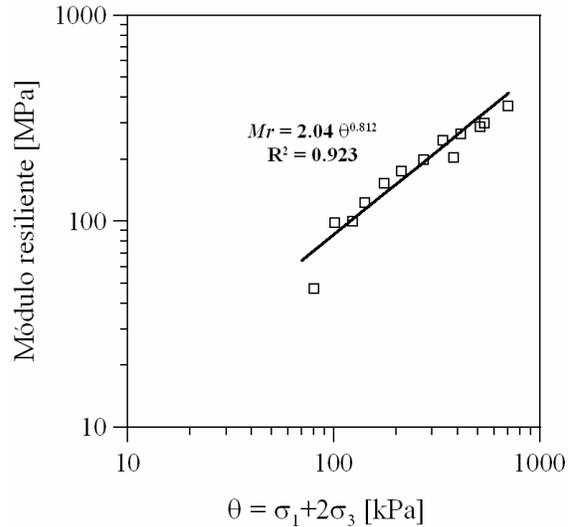


Figura 3.6 Variación del módulo resiliente con la suma de esfuerzos principales. Heydinger et al., 1996.

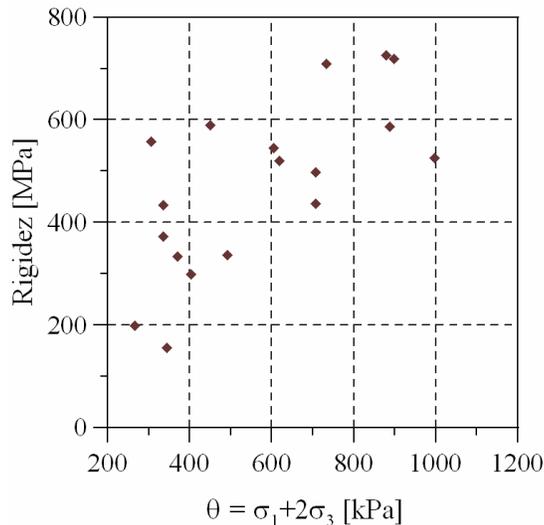


Figura 3.7 Variación del módulo resiliente con la suma de esfuerzos principales calculado en un HVS. Theyse, 2002.

En comparación con la presión de confinamiento, la influencia del esfuerzo desviador sobre el módulo es menor y la literatura es contradictoria reportando su efecto. Morgan (1966), Brown (1974) y Uzan (1985) observaron en ensayos triaxiales cíclicos una ligera disminución del valor del módulo cuando se incrementa el esfuerzo desviador y se mantiene constante la presión de confinamiento (ver Figuras 3.8 y 3.9).

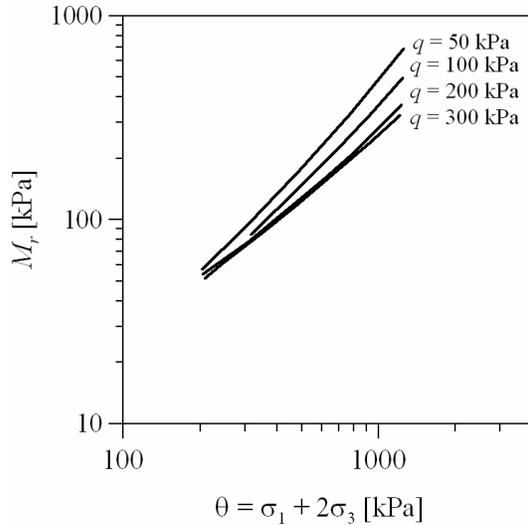


Figura 3.8 Variación del módulo resiliente con $\square\square$ y el esfuerzo desviador (q). Brown, 1974.

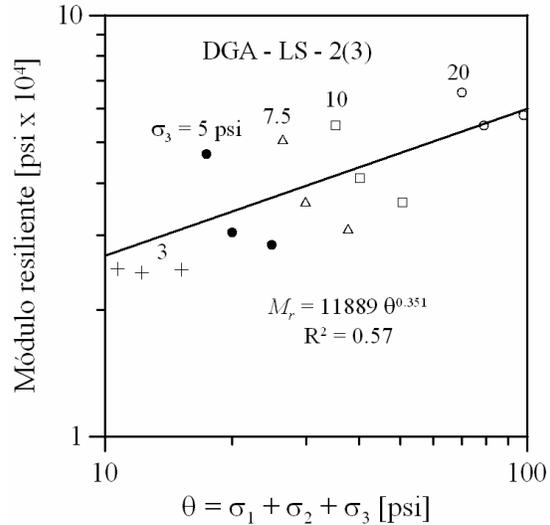


Figura 3.9 Variación del módulo resiliente con $\square\square$ y el esfuerzo desviador (q). Uzan, 1985.

Hicks & Monismith (1971), Brown & Hyde (1975), Mohammad et al. (1994), Heydinger et al. (1996), Khogali & Zeghal (2000), Tutumluer et al. (2003), Reyes & Rondón (2007) por el contrario reportaron un ligero incremento del módulo con incremento en el esfuerzo desviador (p.e., Figuras 3.10, 3.11, 3.12 y 3.13). Gandara & Nazarian (2006) reportan que aunque un incremento en el esfuerzo desviador genera un aumento en las deformaciones resilientes, el módulo resiliente generalmente aumenta con la magnitud de este esfuerzo. Investigadores como Brown & Selig (1991), Kamal et al. (1993) aseguran que un aumento del esfuerzo desviador genera un incremento en el módulo.

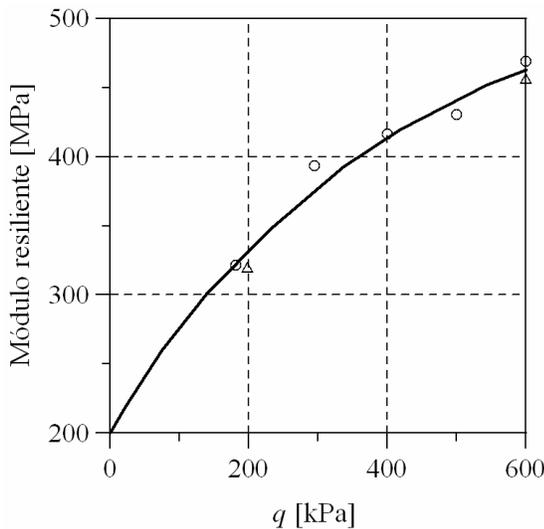


Figura 3.10 Variación del módulo resiliente con el esfuerzo desviador. Brown & Hyde, 1975.

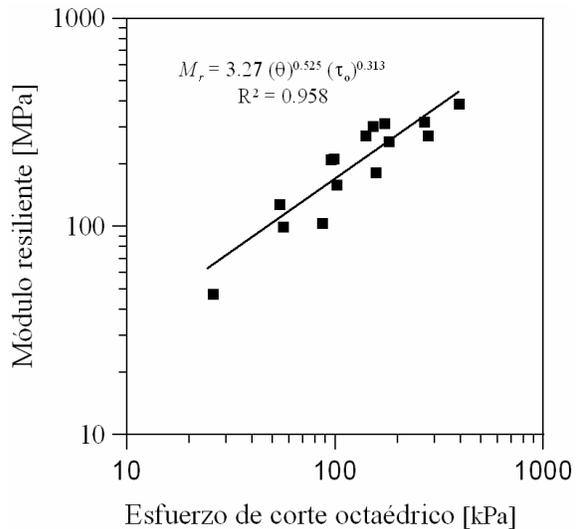


Figura 3.11 Variación del módulo resiliente con el esfuerzo octaédrico de corte. Heydinger et al., 1996.

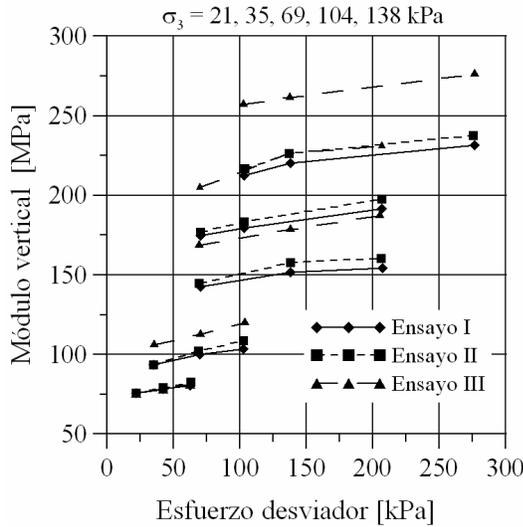


Figura 3.12 Variación del módulo resiliente con el esfuerzo desviador. Tutumluer et al., 2003.

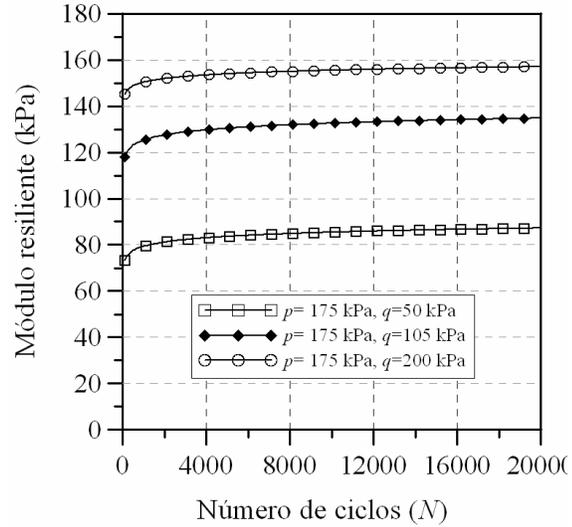


Figura 3.13 Variación del módulo resiliente con el esfuerzo desviador. Reyes & Rondón, 2007.

Brown (1974) citando los estudios realizados sobre materiales granulares en la Universidad de California a finales de la década de los 60's, menciona que el módulo no es sensiblemente afectado por el esfuerzo desviador siempre y cuando no se aproxime al esfuerzo de falla. Kherd (1985) observó de manera general un incremento del módulo cuando se aumenta el nivel de esfuerzo, pero en algunos especímenes cuando el nivel del esfuerzo desviador era bajo (menor a 70 kPa) y éste se incrementaba, la tendencia era a disminuir la rigidez.

Van Niekerk et al. (2002) realizaron ensayos sobre materiales producto de demolición de edificios (concreto y mampostería) y observaron que el valor del módulo incrementa inicialmente de manera lineal con θ . Sin embargo, cuando la magnitud de θ es muy alta (debido a que el esfuerzo desviador es cercano al valor de falla monotónica) la tendencia del módulo es a decrecer con un aumento en el esfuerzo desviador (Figura 3.14). Similar observación había sido reportada años atrás por Elliott & David (1989), realizando ensayos triaxiales sobre tres materiales granulares distintos (Figura 3.15).

Zeghal (2004), realizó una simulación numérica del ensayo de módulo resiliente en un DEM. La investigación usó el DEM para replicar el comportamiento del espécimen durante su preparación y ensayo. Las simulaciones muestran que el DEM es capaz de reproducir los resultados del ensayo de una manera cualitativa. 16 simulaciones de ensayos triaxiales cíclicos empleando 4 presiones de confinamiento diferentes y 4 esfuerzos desviadores demostraron que el módulo resiliente aumenta con un incremento en la presión de confinamiento. Se muestra además que el esfuerzo desviador tiene alta influencia sobre la magnitud del módulo cuando la presión media $p=(\sigma_1+2\sigma_3)/3$ es pequeña, pero comienza a ser mínima cuando p es alta.

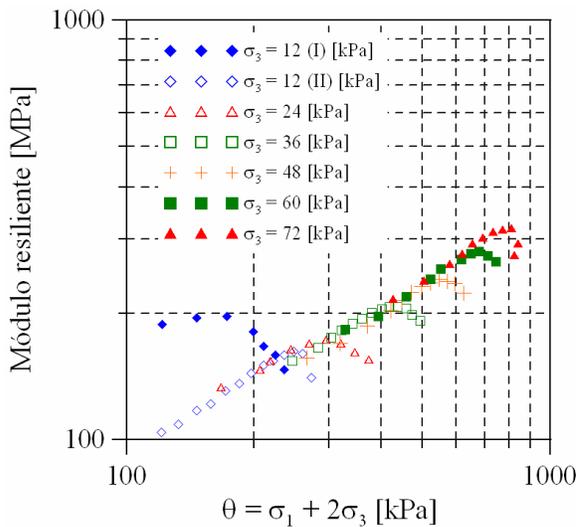


Figura 3.14 Variación del módulo resiliente con la suma de esfuerzos principales. Van Niekerk et al., 2002.

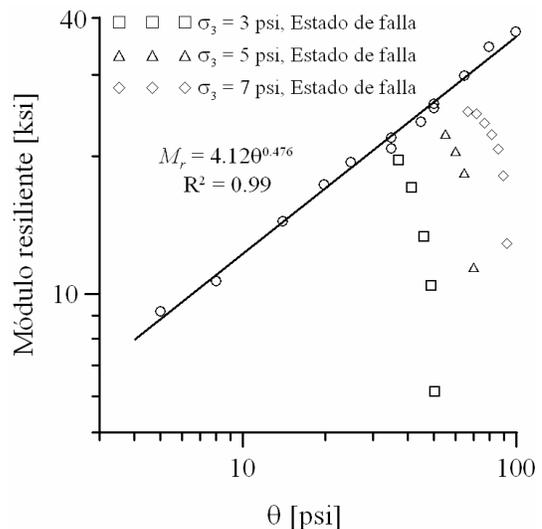


Figura 3.15 Módulo resiliente de una grava densa. Elliott & David, 1989.

3.3.2.2 Influencia del contenido de agua. Hicks & Monismith (1971), Barksdale & Hicks (1973), Rada & Witczak (1981), Barksdale & Itani (1989), Dawson et al. (1996), Pate & Hornych (1996), Balay et al. (1997), Tiam et al. (1998), Dawson et al. (2000), Khogali & Zeghal (2000), Tong Li & Baus (2005) reportaron que el valor del módulo resiliente disminuye cuando se aumenta la cantidad de agua en el material granular (p.e., Figuras 3.16 y 3.17).

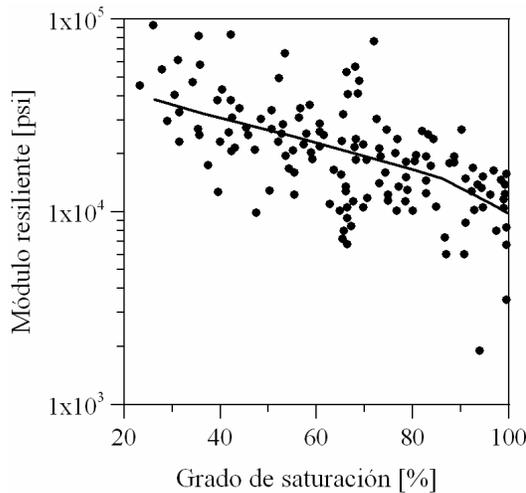


Figura 3.16 Efecto del grado de saturación sobre el M_r para $\theta=10$ psi y $N=159$. Rada & Witczak, 1981.

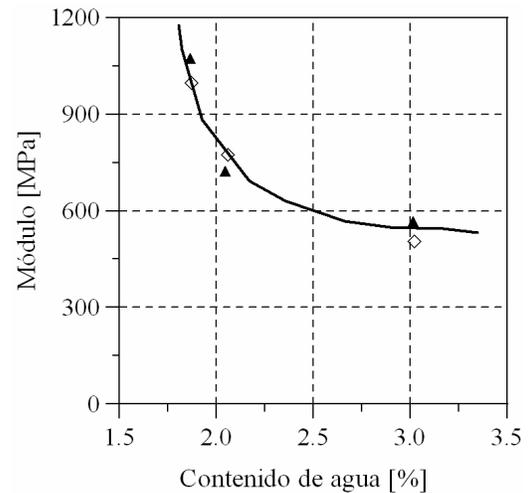


Figura 3.17 Efecto del contenido de agua sobre el módulo resiliente. Balay et al., 1997.

Thom & Brown (1987) mencionan que la presencia de agua en un material granular genera efectos lubricantes entre las partículas, desarrollando un incremento en la deformación y disminución de la rigidez del material. Pappin et al. (1992) observaron que una reducción en la saturación del material disminuye las deformaciones de corte resilientes y por lo tanto genera un incremento en la rigidez. Además concluyen que el comportamiento esfuerzo deformación resiliente de materiales granulares saturados es idéntico al seco cuando se permite el drenaje en el ensayo.

Heydinger et al. (1996) no encontraron una tendencia consistente de la influencia del contenido de agua sobre el módulo resiliente de 3 materiales distintos. Similar conclusión es reportada por Tian et al. (1998) para el caso de un material con 3 granulometrías y 3 contenidos de agua diferentes.

Lekarp et al. (2000) mencionan que los materiales granulares pierden succión con altos contenidos de agua, generando disminución de las fuerzas de contacto entre partículas y por lo tanto de la rigidez. Lo anterior basado en los estudios realizados por Dawson et al. (1996) en donde se concluye que existe un valor óptimo de contenido de agua en el cual la rigidez es máxima (debido a la presencia de succión entre las partículas). Si el contenido de agua aumenta con respecto al óptimo, la succión entre las partículas se pierde seguido por un incremento en la presión de poros lo cual causa disminución en la rigidez. De manera similar, Coronado et al. (2005) reportan que el módulo es mayor cuando el contenido de agua decrece por que se incrementan las fuerzas de capilaridad entre los meniscos de las partículas.

Basado en estudios realizados con un simulador de vehículo pesado, Theyse (2002) concluye que la entrada de agua a las capas granulares de base y subbase generan una disminución notoria del valor del módulo resiliente. Él reportó una disminución por encima del 60% en el valor del módulo cuando se incrementa el grado de saturación desde 20% hasta 90%. Magnusdottir & Erlingsson (2002) compactaron una muestra granular con 3 humedades diferentes (por debajo del óptimo de humedad), y a pesar que la muestra con mayor humedad era la más densa, ésta presentó los valores más bajos de módulo (Figura 3.18). En ese mismo estudio reportan la evolución del módulo con diferentes grados de saturación y se puede observar que existe un contenido de agua óptimo para el cual la rigidez es máxima y luego de este óptimo la rigidez tiende a disminuir (Figura 3.19).

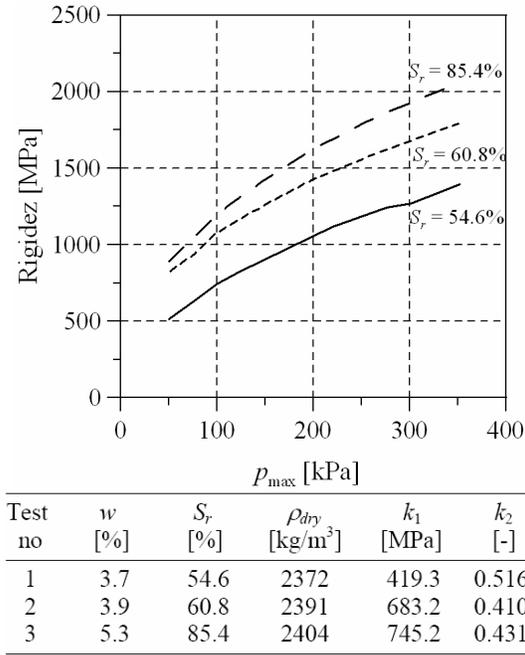


Figura 3.18 Efecto del contenido de agua sobre el M_r . Magnusdottir & Erlingsson, 2002.

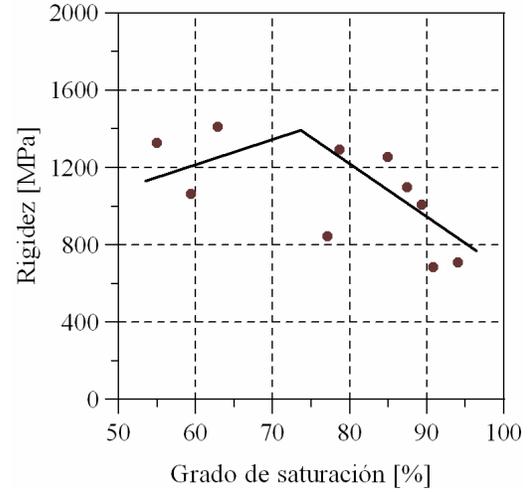


Figura 3.19 Efecto del grado de saturación sobre el módulo resiliente. Magnusdottir & Erlingsson, 2002.

3.3.2.3 Influencia de la densidad. En general, la literatura reporta un aumento de la rigidéz cuando el material granular es más denso (p.e., Hicks & Monismith, 1971; Barksdale & Hicks, 1973; Barksdale & Itani, 1981; Kolisoja, 1997; Dawson et al., 2000; van Niekerk et al., 2002; Khogali & Zeghal, 2003). Rada & Witczak (1981) concluyen que aunque un incremento en densidad genera un aumento del valor del módulo, el efecto es pequeño comparado con la influencia de la magnitud del esfuerzo o del contenido de agua. Similar observación es reportada por Allen & Thompson (1974) y Khogali & Zeghal (2000). En la Figura 3.20, Kalcheff & Hicks (1973) muestran un ligero incremento de la rigidéz del material con un aumento en la densidad. Allen & Thompson (1974) y Barksdale & Itani (1989) concluyen que en general el efecto de la densidad sobre el comportamiento resiliente de materiales granulares es más evidente para bajos valores de θ . A altos niveles de esfuerzo, el efecto de incrementar el módulo gracias a un incremento en densidad es menos evidente. De acuerdo con Janoo & Bayer II (2001) el efecto de la densidad sobre la rigidéz es mínimo cuando el material granular presenta entre el 75% y el 100% de sus partículas fracturadas. Sin embargo, cuando las partículas fracturadas presentes en el material están en el rango de 0 a 50% el efecto de la relación de vacíos puede ser importante. En la Figura 3.21 se observa como al aumentar la energía de compactación se genera un aumento de la magnitud del módulo resiliente (Magnusdottir & Erlingsson, 2002). Theyse (2002) reportó un incremento del 10% en el valor del módulo cuando la densidad de un material granular incrementó de 82.6% a 87.5% de la densidad máxima de compactación.

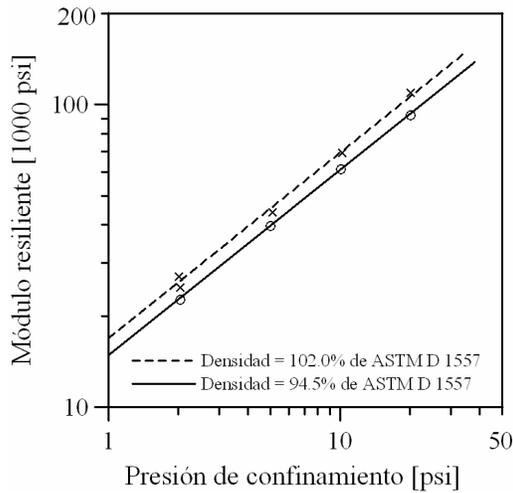


Figura 3.20 Efecto de la densidad sobre el módulo resiliente. Kalcheff & Hicks, 1973.

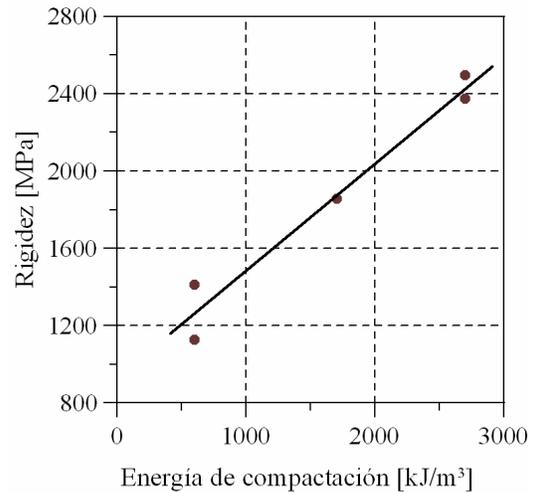


Figura 3.21 Efecto de la densidad sobre el módulo. Magnusdottir & Erlingsson, 2002.

3.3.2.4 Influencia de la granulometría, tamaño máximo, cantidad de finos y forma de la partícula. Hicks & Monismith (1971), Barksdale & Hicks (1973), Allen & Thompson (1974), Barksdale & Itani (1989), Dawson et al. (2000) reportaron un incremento en el módulo resiliente cuando las partículas son más angulares. Hicks & Monismith (1971), Barksdale & Itani (1989), Tutumluer et al. (2003) concluyen que entre mayor es la presencia de finos en un material granular la rigidez tiende a disminuir. Similar observación es reportada por Magnusdottir & Erlingsson (2002) (Figura 3.22), pero mencionan que el conocimiento general en esta área es que materiales densos bien gradados usualmente tienen la más alta resistencia mecánica con contenidos de finos por debajo de 9%. Coronado et al. (2005) reportan un incremento notable en el módulo resiliente cuando el contenido de finos aumenta de 7% a 10%. Barksdale & Hicks (1973) realizando ensayos cíclicos sobre materiales triturados y parcialmente triturados reportan que el módulo disminuyó con el aumento de finos para el caso del material parcialmente triturado y aumentó para el caso del material totalmente triturado. Rada & Witczak (1981) basados en estudios realizados sobre 6 materiales granulares diferentes concluyen que no existe una tendencia general de la evolución del valor del módulo con el contenido de finos y su grado de influencia depende del tipo de material estudiado.

Thompson & Smith (1990) observaron pequeñas diferencias en los valores del módulo resiliente de 7 tipos de materiales granulares distintos. Para un $\theta=20$ psi el valor de módulo osciló entre 28.6 a 35.4 ksi (197.5 MPa – 244.4 MPa). Heydinger et al. (1996) por el contrario, reportan que el módulo resiliente varía significativamente con el tipo de material empleado. Zaman et al. (1994) realizaron ensayos triaxiales cíclicos con presión de confinamiento constante (PCC) sobre 6 materiales granulares distintos utilizados para la construcción de carreteras en Oklahoma (USA). La granulometría y la magnitud del esfuerzo durante los ensayos eran iguales y la conclusión del estudio fue que los materiales presentaron diferencias entre el 20% y el 50% en el valor del módulo resiliente (Figura 3.23). Además en ese mismo estudio concluyen que el efecto de la granulometría no es significativo en comparación con la magnitud del esfuerzo aplicado.

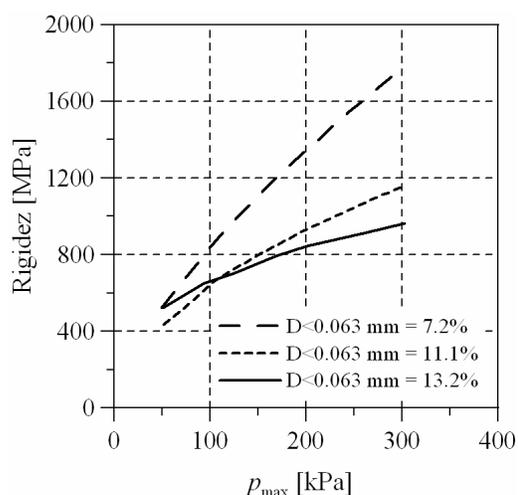


Figura 3.22 Efecto del contenido de finos sobre el módulo. Magnusdottir & Erlingsson, 2002.

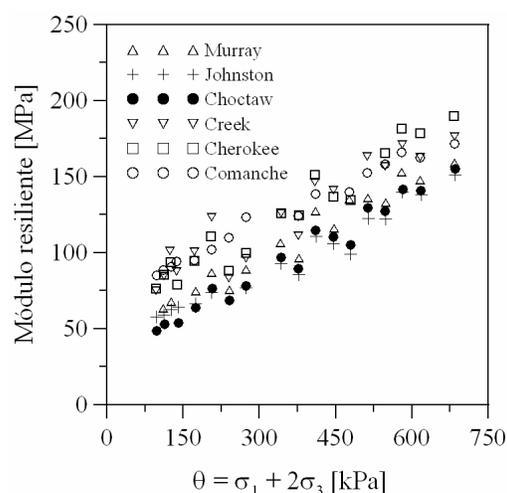


Figura 3.23 Efecto del tipo de material sobre el módulo. Zaman et al. (1994).

Sweere (1990) concluye que dependiendo del tipo de material y granulometría escogida, el tamaño del espécimen puede influir en las mediciones del módulo resiliente. Él reportó que la rigidez en ensayos triaxiales cíclicos con especímenes de 40 cm de diámetro presenta en algunos materiales, alrededor del 70% del valor de rigidez cuando se realiza el mismo ensayo con especímenes de 15 cm de diámetro (Figura 3.24). Similar observación es reportada por Janoo & Bayer II (2001) y Janoo et al. (2004) para el caso de un material con diferente angularidad (100%, 50% y 0% de material triturado). Ellos obtuvieron sobre especímenes con diámetro de 15 cm módulos entre 35-50% más altos que aquellos obtenidos sobre especímenes con diámetro de 30 cm. Observaron que la angularidad de las partículas tiene una leve influencia sobre la respuesta resiliente, pero los resultados de los ensayos cuando se emplean especímenes de 30 cm de diámetro son contradictorios a aquellos que emplean especímenes con 15 cm.

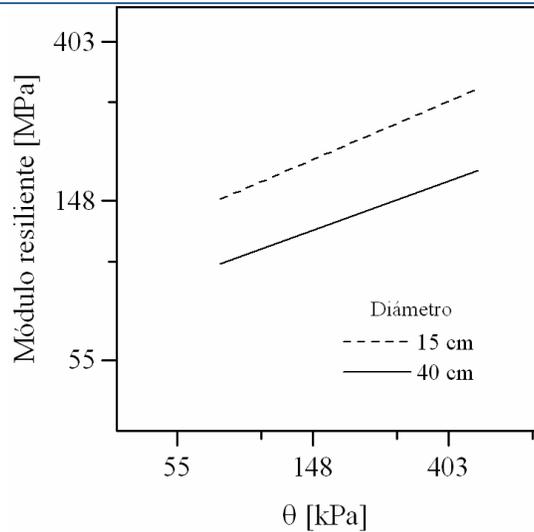
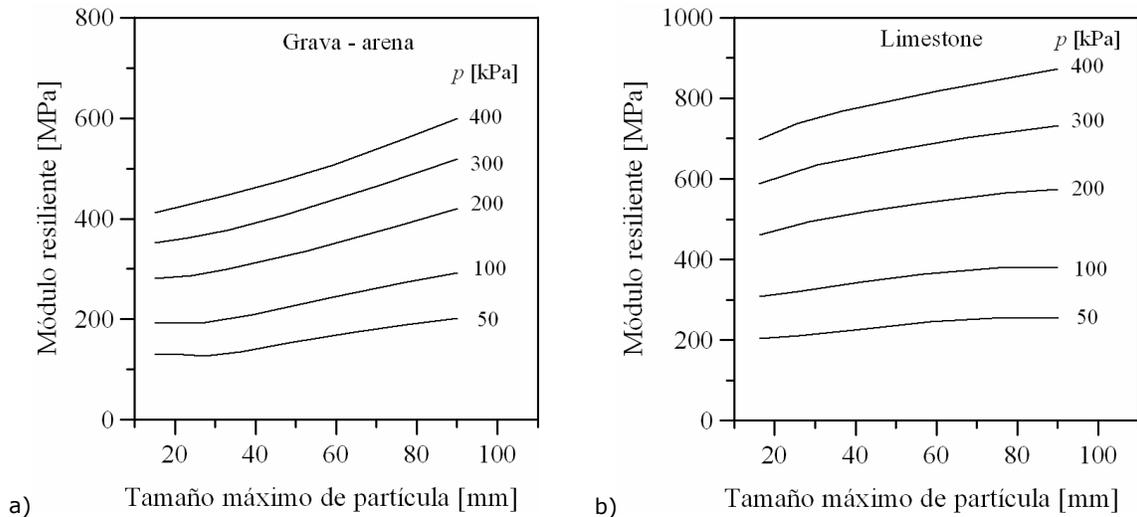


Figura 3.24 Efecto del tamaño de la muestra sobre el módulo resiliente. Sweere, 1990.

Kamal et al. (1993) y Kolisoja (1997) reportan que materiales con granulometrías gruesas y mayor tamaño de partículas presentan generalmente mayor módulo, menor deformación volumétrica y de corte resiliente que las finas. Basados en ensayos triaxiales cíclicos sobre 3 materiales granulares (*limestone*, grava-arena y concreto reciclado), Lekarp & Isacsson (2001) reportaron de manera general un leve incremento del módulo resiliente cuando los materiales presentaban mayores tamaños máximos de partículas, a excepción del concreto reciclado (Figuras 3.25a, b y c). Theyse (2002) concluye que el tamaño máximo de partículas no tiene efecto sobre el módulo resiliente (para un rango entre 19.5 mm y 37.5 mm) y observó un ligero incremento de la rigidez cuando las partículas son más angulares y presentan mayor textura. Además reportó que existe un contenido de finos óptimo (9%) en el cual se obtiene la mayor rigidez en el material.

Thom & Brown (1988), Brown & Selig (1991) concluyen que agregados con gradación uniforme son más rígidos que aquellos bien gradados. Garnica & Gómez (2001), Van Nieker (2002) por el contrario reportan que agregados bien gradados son más rígidos que los uniformemente gradados (Figura 3.26). Raad et al. (1992) realizando ensayos triaxiales cíclicos no drenados sobre 4 materiales granulares saturados concluyen que agregados con gradación abierta son más resistentes a la elevación de la presión de poros (y por lo tanto a la disminución de la rigidez) que materiales densamente gradados. Sin embargo, cuando realizaron los mismos ensayos sobre muestras no saturadas observaron que materiales con granulometría densa presentan mayor rigidez que las abiertas. Plaistow (1994, citado de Lekarp et al., 2000), menciona que el efecto de la granulometría sobre el comportamiento resiliente es importante cuando se controla el contenido de agua y la densidad. Heydinger et al. (1996) evaluaron el efecto de la granulometría (abierta y cerrada) sobre el valor del módulo resiliente de 3 materiales granulares diferentes (*limestone*, grava y ceniza). La *Limestone* presentó mayor módulo cuando se empleó granulometría abierta mientras la ceniza presentó mayor módulo cuando se utilizó granulometría cerrada. Para el caso de la grava no se encontró una tendencia satisfactoria. Tian et al. (1998) evaluaron la variación del módulo resiliente para un material con 3 granulometrías distintas (gruesa, intermedia y fina) y observaron que la granulometría intermedia experimentó mayor rigidez (50% mayor que la granulometría fina y 10% mayor que la gruesa) (Figura 3.27).



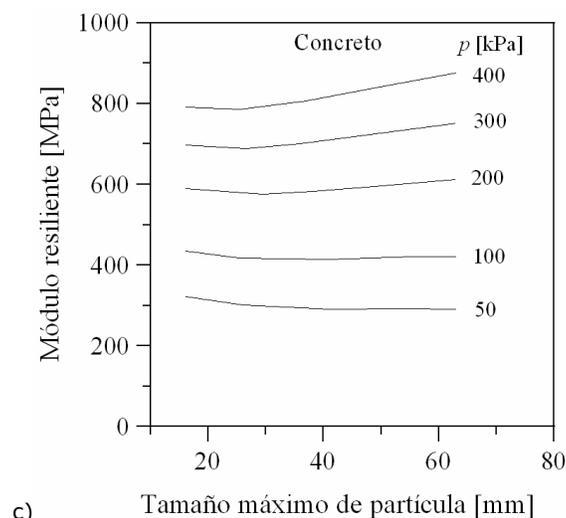


Figura 3.25 Influencia del tamaño máximo de partícula sobre el M_r para a) Grava – arena, b) Limestone y c) Concreto reciclado. Lekarp & Isacsson (2001).

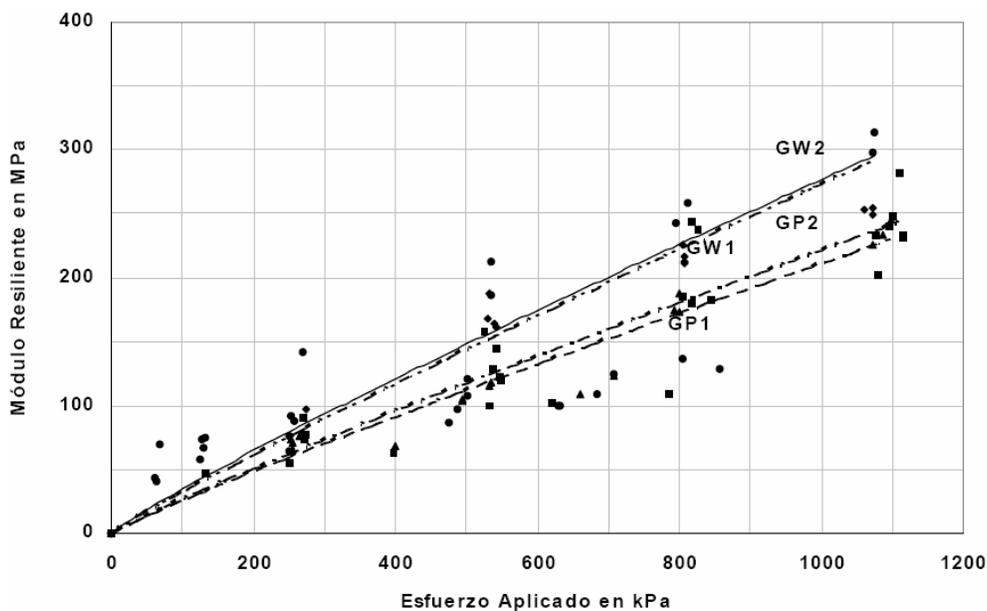


Figura 3.26 Efecto de la granulometría sobre el módulo resiliente (GW y GP son material bien gradado y mal gradado respectivamente). Garnica & Gómez, 2001.

Kolisoja et al. (2002) presentan (Figura 3.28) el efecto del contenido de finos sobre el módulo resiliente en materiales secos, que han adsorbido agua y en aquellos que experimentan ciclos de congelamiento-secado. Se observa en la figura una leve disminución del valor del módulo con el incremento en el contenido de finos para materiales que han adsorbido agua o presentan ciclos de congelamiento-secado. Los mayores módulos se obtienen con el material en estado seco y los menores cuando experimentan ciclos de congelamiento-secado.

Basados en ensayos tipo PCC sobre granulares tipo gneiss, Uthus et al. (2005) concluyen que el comportamiento resiliente de estos materiales con baja cantidad de finos y altos coeficientes de gradación (entre mayor sea este coeficiente el material presenta menor Cu) son menos sensitivas al agua que las series con alto contenido de finos y bajos coeficientes de gradación.

Kumar et al. (2006) realizaron ensayos monotónicos y cíclicos sobre 4 materiales granulares utilizados para conformar capas de subbase de estructuras flexibles. El material que presentaba el mayor CBR (60.7%) experimentó menor rigidez bajo carga cíclica que los demás que presentaban CBR entre 9.1 y 47.2%.

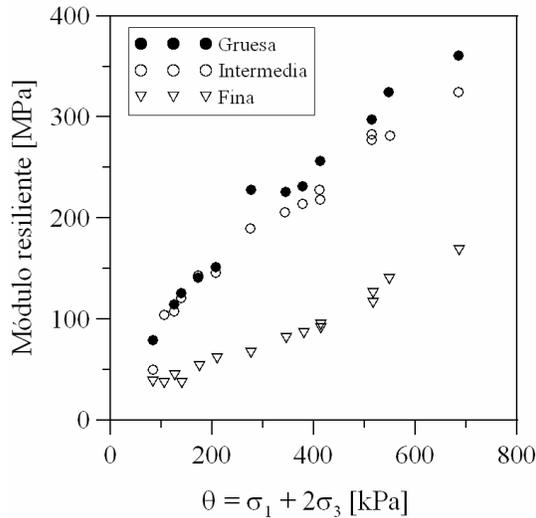


Figura 3.27 Valores de M_r para 3 granulometrías distintas. Tiam et al., 1998.

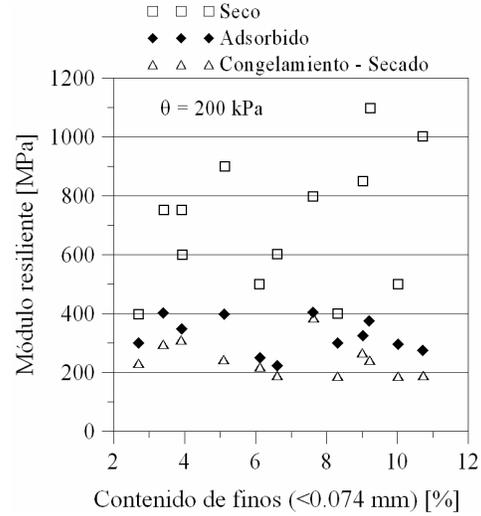


Figura 3.28 Efecto del contenido de finos sobre el M_r empleando material en estado seco, húmedo y que ha experimentado ciclos de congelamiento secado. Kolisoja et al., 2002.

3.3.2.5 Influencia del número, frecuencia de carga e historia de esfuerzo. Kalcheff & Hicks (1973) no encontraron un efecto significativo sobre las características resilientes de 4 materiales granulares cuando se realizaron ensayos cíclicos con distintas secuencias de carga. De acuerdo con Brown & Hyde (1975) y Theyse (2002) la historia de esfuerzo no afecta el valor del módulo resiliente en materiales granulares.

En casi todos los ensayos realizados por Morgan (1966), el módulo aumenta con el número de ciclos a menudo alcanzando un valor constante después de cerca de 10.000 ciclos. Kalcheff & Hicks (1973) reportan un ligero incremento del valor del módulo resiliente con el logaritmo del número de ciclos. Brown & Selig (1991) también muestran que el valor del módulo aumenta aproximadamente de manera lineal con el logaritmo del número de ciclos.

Kalcheff & Hicks (1973) observaron que el cambio en la respuesta resiliente de 4 materiales granulares bien gradados es mínimo cuando se ensayan en un rango de frecuencias de carga entre 0.04 y 1.0 Hz (Figura 3.29). Similar observación fue reportada por Allen & Thompson (1974) ensayando 3 materiales granulares con frecuencias entre 0.04 y 10 Hz, Brown (1974) con frecuencias entre 0.01 y 10 Hz, Boyce (1976, citado de Pappin et al., 1992) con frecuencias entre 0.1 y 20 Hz, Thom & Brown (1987) con frecuencias entre 0.1 y 3.0 Hz y por Theyse (2002) con frecuencias entre 0.3 y 1.0 Hz. En general, la frecuencia de carga no afecta el comportamiento resiliente de materiales granulares (Rada & Witczak, 1981; Lekarp et al., 2000).

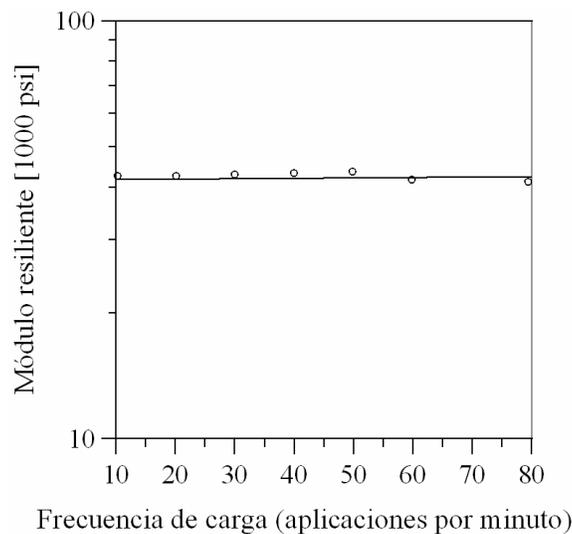


Figura 3.29 Efecto de la frecuencia de carga sobre el módulo resiliente. Kalcheff & Hicks, 1973.

3.3.2.6 Influencia del tipo de ensayo. Allen & Thompson (1974) concluyen que los ensayos PCC producen valores de módulo similares y en algunos casos ligeramente más altos que aquellos producidos en ensayos triaxiales cíclicos tipo PCV,

y la diferencia de estos resultados disminuye cuando la suma de esfuerzos principales aumenta. Brown & Hyde (1975) obtuvieron valores similares de módulo cuando realizaron ensayos PCC y PCV (Figura 3.30). En ambos estudios las trayectorias de esfuerzos fueron diferentes como se observa en la Figura 3.31. Es importante tener en cuenta que a pesar que la trayectoria de esfuerzo utilizada por Brown & Hyde (1975) es más representativa para comparar el comportamiento del material granular en ensayos PCC y PCV (debido a que presentan el mismo esfuerzo desviador medio q_{med} , presión media p_{med} y máximo esfuerzo desviador q_{max}), solo fue comparada una sola trayectoria lo cual limita el análisis y las conclusiones.

Nataatmadja & Parkin (1989) observaron diferente comportamiento esfuerzo – deformación resiliente cuando se realizaban ensayos PCC o PCV. Por lo anterior desarrollaron ecuaciones diferentes de evolución del módulo para ambos ensayos (ecuaciones 2.20 y 2.21). Zaman et al., (1994) y Mohammad et al. (1994) compararon los resultados de dos tipos de ensayos cíclicos tipo PCC sobre un mismo material granular y obtuvieron valores diferentes de módulo resiliente como se observa en la Figura 3.32. La diferencia en los ensayos eran las trayectorias de esfuerzos utilizadas (AASHTO T292-91 y T294-92).

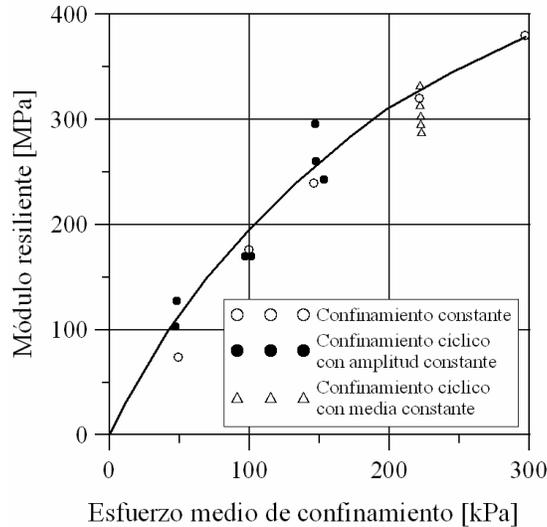


Figura 3.30 Variación del módulo resiliente con el tipo de ensayo. Brown & Hyde, 1975.

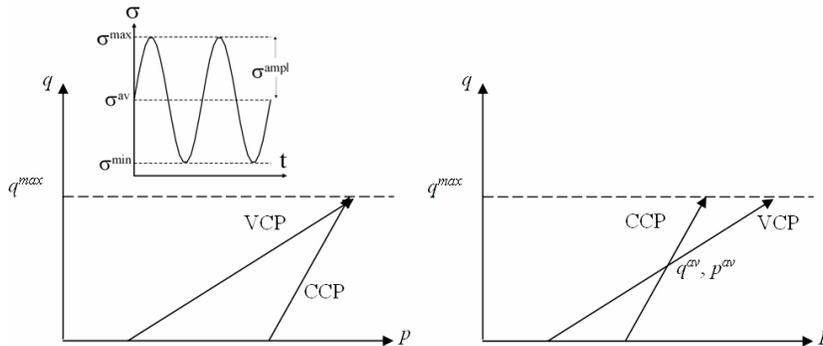


Figura 3.31 Trayectorias de esfuerzo utilizadas por a) Allen & Thompson, 1974 (izquierda) y b) Brown & Hyde, 1975 (derecha).

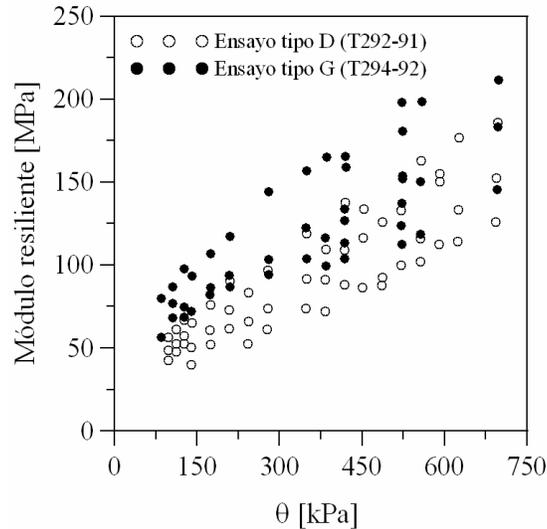


Figura 3.32 Variación del módulo resiliente con θ . Zaman et al., 1994.

3.3.2.7 Anisotropía. En una capa de base o subbase de un pavimento flexible los materiales granulares experimentan anisotropía debido a las distintas formas y tamaños de partículas, método de depositación (inherente), y por efectos de compactación y carga en las diferentes direcciones (inducida). Propiedades anisotrópicas de materiales granulares han sido reportadas desde la década de los 70's. Moore et al. (1970), Barksdale & Hicks (1973), Allen & Thompson (1974), Hoque et al. (1996), Tutumluer & Thompson (1997), Hoque & Tatsuoka (1998), Adu-Osei et al. (2001), Seyhan et al. (2005) reportaron que en los materiales granulares la rigidez lateral es menor en comparación con la vertical (p.e., Figura 3.33). Hornych et al. (2000) basados en ensayos triaxiales cíclicos sobre una *limestone* y un granito concluyen que la relación entre la rigidez lateral y vertical en estos materiales fue de 0.54 y 0.66 respectivamente.

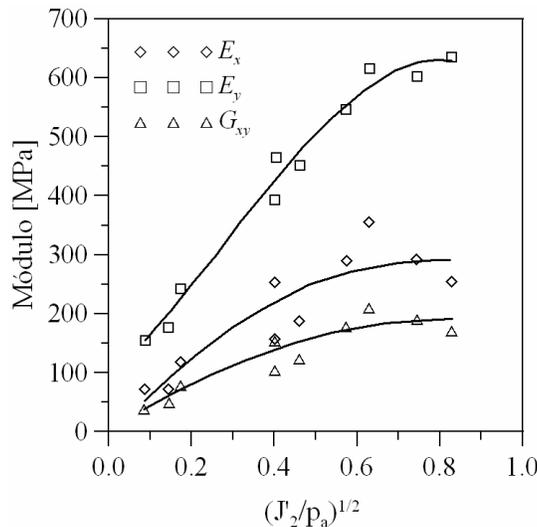


Figura 3.33 Variación de la rigidez vertical (E_y) y lateral (E_x) en un material granular. J_2 es la segunda invariante del tensor de esfuerzo desviador. Adu-Osei et al., 2001.

Muhunthan et al. (2000), desarrollaron un equipo para analizar la microestructura de materiales granulares. Ellos realizaron ensayos sobre muestras densas de arena Ottawa, arena silica y esferas de vidrio y concluyen que los especimenes tienen más vacíos en la dirección horizontal que en la vertical. Las muestras se densificaron por medio de técnicas de pluviación en estado seco.

Seyhan & Tutumluer (2002) realizaron ensayos PCV sobre 13 materiales granulares los cuales fueron clasificados como "buenos" y "pobres" basados en sus propiedades mecánicas. El objetivo de los ensayos era medir la relación entre la rigidez horizontal y vertical (M_r^h y M_r^v respectivamente) que experimentan estos materiales bajo cargas cíclicas. De los resultados concluyen que materiales con buenas propiedades mecánicas presentan valores más bajos de M_r^h/M_r^v que aquellos con menores propiedades, pero cuando el nivel de esfuerzo incrementa los materiales con buenas propiedades incrementan esta relación y los de baja calidad tienden a disminuirla.

Kim et al. (2005) basados en estudios a nivel micromecánico sobre 6 materiales granulares con 3 gradaciones y 3 contenidos de agua distintos concluyen que en el rango de anisotropía inherente (donde no son inducidos esfuerzos), la relación entre la rigidez vertical y horizontal (E_v/E_x) está en el rango de 0.4 - 1.0. Además concluyen:

- El tipo de agregado, orientación y forma de las partículas tienen un sustancial efecto sobre el comportamiento de materiales granulares y sobre el nivel de anisotropía.
- Agregados con partículas alargadas son más anisotrópicos.
- El nivel de anisotropía decrece cuando el material es más angular y con alta textura.

Un estudio de laboratorio y de modelación in situ sobre pista de prueba con capa asfáltica de 3.5", base granular de 8" y subrasante arenosa de 50" llevados a cabo por el *International Center for Aggregates Research (ICAR, Project 502)* es reportado por Tutumluer et al. (2003). Como conclusión general se obtuvo que en un modelo anisotrópico es más realista la distribución de esfuerzos y la respuesta resiliente que cuando se usa uno isotrópico. Adu-Osei et al. (2001), Kim (2004) y Kim et al. (2005) mencionan que aunque se ha demostrado que ecuaciones anisotrópicas son mejores para entender y predecir el comportamiento resiliente de materiales granulares, la determinación de las propiedades anisotrópicas son de difícil determinación usando aparatos triaxiales. Adu-Osei et al. (2001) desarrollaron un FEM para modelar pavimentos flexibles y simularon una sección de pavimento que consistió de 5 cm de capa asfáltica, 30 cm de base (Texas limestone) y subrasante con un módulo elástico de 20.7 MPa. Un eje estándar de 40 kN fue aplicado sobre la superficie con un área circular de 13.6 cm de radio. El pavimento fue analizado usando ecuaciones isotrópicas y anisotrópicas tanto lineales como no lineales para modelar la capa de base granular. La capa asfáltica y la subrasante se modelaron con ecuaciones isotrópicas lineales. Las Figuras 3.34 y 3.35 presentan la distribución de esfuerzo vertical y horizontal dentro del material granular. Esfuerzos de gravedad y de compactación no fueron tenidos en cuenta en el programa de elementos finitos. La ecuación no lineal cross anisotrópica eliminó las zonas de tensión calculadas por ecuaciones isotrópicas. Aunque las ecuaciones isotrópicas no lineales reducen significativamente la magnitud de los esfuerzos de tensión, aún siguieron existiendo este tipo de esfuerzos no reales en la capa de base.

Similares observaciones a las anteriores son reportadas por Tutumluer & Thompson (1997), Kim (2004) y Masad et al. (2006). En este último estudio la predicción (por medio de simulación en FEM) de la deflexión del comportamiento de las estructuras de pavimento de las pistas de ensayo de la AASHO Road Tests es mejor cuando se emplean ecuaciones que tienen en cuenta efectos anisotrópicos. Además mencionan que comportamientos anisotrópicos no son generalmente considerados en las ecuaciones matemáticas actuales utilizadas para predecir características resilientes de materiales granulares.

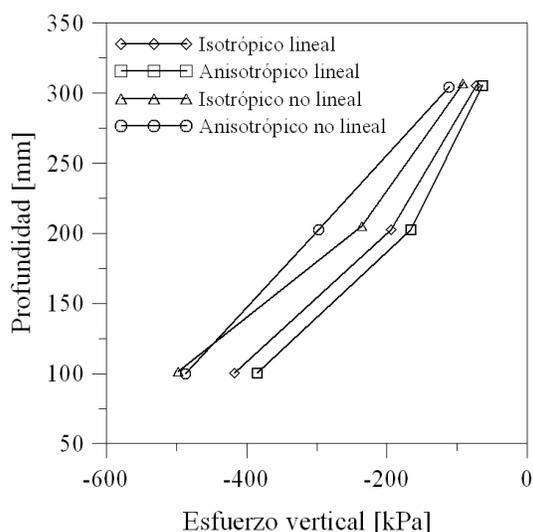


Figura. 3.34 Distribución de esfuerzo vertical en un pavimento. Adu-Osei et al. (2001)

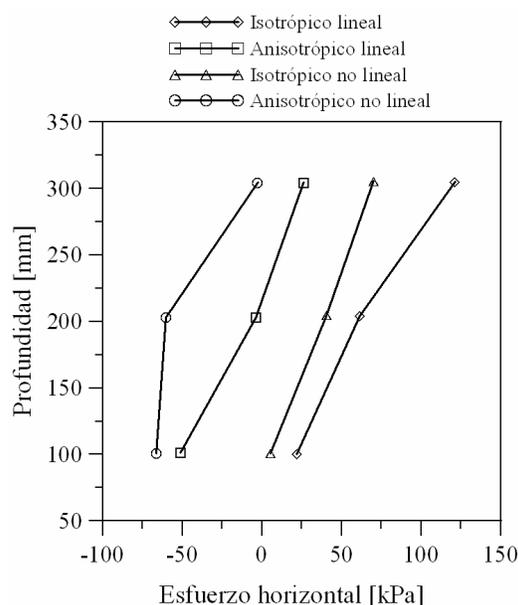


Figura. 3.35 Distribución de esfuerzo horizontal en un pavimento. Adu-Osei et al. (2001)

3.3.3 Ecuaciones resilientes (elásticas no lineales).

A continuación se presenta la evolución de las ecuaciones elásticas no lineales más utilizadas para la estimación del módulo y las deformaciones resilientes.

- Dunlap (1963), Monismith et al. (1967): tiene en cuenta que el módulo resiliente varía con el nivel de presión de confinamiento:

$$M_r = k_1 \left(\frac{\sigma_3^{k_2}}{p_o} \right), \quad (3.5)$$

σ_3 es la presión de confinamiento, p_o es una presión de referencia (100 kPa) y k_1 , k_2 son parámetros del material obtenidos por medio de regresión. Desventajas de la ecuación: no tiene en cuenta la influencia del esfuerzo desviador

(Uzan, 1985; Nataatmadja & Parkin, 1989; Tutumluer & Thompson, 1997; Garg & Thompson, 1997), se basa en la realización de ensayos triaxiales cíclicos con presión de confinamiento constante donde solo el esfuerzo vertical axial es cíclico, se supone que la relación de Poisson es constante y no es adecuada para predecir deformación volumétrica y de corte (Seed, 1990; COST 337, 2000; Lekarp et al., 2000).

- $K-\theta$ (Brown & Pell, 1967; Hicks & Monismith, 1971; Hicks & Monismith, 1972): es similar a la ecuación (3.5) solo que ésta tiene en cuenta que el módulo varía con el nivel de esfuerzo inducido al material. Debido a su simplicidad es la ecuación más utilizada para estimar el módulo resiliente.

$$M_r = k_1 \left(\frac{\theta}{P_a} \right)^{k_2}, \quad (3.6)$$

$$p = \frac{\sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3}{3}, \quad (3.7)$$

θ es la suma de esfuerzos principales, P_a es una presión de referencia (100 kPa) y k_1, k_2 son parámetros del material obtenidos por regresión. Las desventajas de la ecuación son similares a las de la ecuación (3.5). Incluso algunos investigadores mencionan que en muchos casos esta ecuación es inexacta para los rangos probables de esfuerzos que se presentan in situ ya que fue calibrada en ensayos cíclicos con trayectorias de esfuerzo donde la presión de confinamiento era constante (Brown, 1974; Brown & Hyde, 1975; Brown & Pappin, 1981; Uzan, 1985; Sweere, 1990; Brown, 1996; Gomes et al., 1999; Gomes, 2000; COST 337, 2000; Kim, 2004). May & Witczak (1981) basados en medidas de deflexión tomadas de 3 pistas de ensayo construidas en Maryland (USA), reportaron que el módulo resiliente de las capas granulares medido in situ es función no solamente de la magnitud de esfuerzos principales sino también de las deformaciones de corte generadas por el esfuerzo desviador. Maree et al. (1982) realizaron estudios experimentales sobre materiales granulares con un HVS y concluyen que aunque la tendencia general de la rigidez es aumentar con incremento en θ , una ecuación como la (2.6) presenta correlaciones muy pobres entre lo medido experimentalmente y la simulación.

- Boyce (1980): denominado por Boyce como modelo $G-K$. Se basa en la realización de ensayos triaxiales cíclicos con presión de confinamiento variable. Es una ecuación en 3D que tiene en cuenta la influencia que tiene la relación q/p (esfuerzo desviador y presión media respectivamente), sobre el comportamiento resiliente de materiales granulares. Además tiene en cuenta que la relación de Poisson (ν) varía con la carga cíclica aplicada.

$$\epsilon_v = \frac{1}{K_a} p_a^{1-n} p^n \left(1 - \beta \left(\frac{q}{p} \right)^2 \right), \quad (3.8)$$

$$\epsilon_q = \frac{1}{3G_a} p_a^{1-n} p^n \left(\frac{q}{p} \right), \quad (3.9)$$

$$K = \frac{P}{\epsilon_v}, \quad (3.10)$$

$$G = \frac{q}{3\epsilon_q}, \quad (3.11)$$

$$M_r = \frac{9G}{3 + \frac{G}{K}}, \quad (3.12)$$

$$\nu = \frac{3K - 2G}{6K + 2G}, \quad (3.13)$$

$$\beta = (1-n) \frac{K_a}{6G_a}, \quad (3.14)$$

ϵ_v es la deformación volumétrica, ϵ_q es la deformación de corte, K es el módulo de compresibilidad volumétrico, G es el módulo de corte, β es un potencial elástico y K_a, G_a, n son parámetros del material. Boyce (1980) hace claridad que histéresis en la deformación o campos plásticos son excluidos de la ecuación y si el material experimenta deformaciones permanentes éstas deben ser calculadas por separado. La deficiencia de la ecuación se presenta cuando el material granular experimenta altos niveles de esfuerzo lo cual genera valores altos de deformación resiliente (COST 337, 2002). Ecuaciones similares pueden ser consultados en Pappin & Brown (1980, denominado modelo de contorno), Brown & Pappin (1981), Lekarp et al. (2000). Este tipo de ecuaciones presentan como principal desventaja que la determinación de sus parámetros son de difícil determinación experimental.

- Rada & Witczak (1981): proponen la ecuación (3.15) basados en el análisis de resultados de 271 ensayos triaxiales cíclicos realizados por 10 Institutos de Investigación. Esta ecuación relaciona el módulo resiliente con el grado de saturación (S_r), la energía de compactación (EC) y la suma de esfuerzos principales (θ).

$$M_r = C_0 + C_1 S_r + C_2 EC + C_3 \log \theta, \quad (3.15)$$

C_i son los parámetros del material obtenidos por medio de regresión.

- Uzan (1985): Introduce el esfuerzo desviador en la ecuación (3.6).

$$M_r = k_1 p_o \left(\frac{3p}{p_o} \right)^{k_2} \left(\frac{q}{p_o} \right)^{k_3}, \quad (3.16)$$

p es la presión media, q es el esfuerzo desviador, p_o es la presión de referencia (100 kPa) y los k_i son parámetros del material. Las desventajas de la ecuación son similares a las de la ecuación (3.5) solo que ésta tiene en cuenta la influencia del esfuerzo desviador. Ecuaciones similares (3.17, 3.18 y 3.19) son presentadas por Tam & Brown (1988), Heydinger et al. (1996) y Pezo (1993, citado de Lekarp et al., 2000) respectivamente:

$$M_r = k_1 \left(\frac{p}{q} \right)^{k_2}, \quad (3.17)$$

$$M_r = k_1 \theta^{k_2} \tau_0^{k_3}, \quad (3.18)$$

$$M_r = N_1 q^{N_2} \sigma_3^{N_3}, \quad (3.19)$$

Para el caso triaxial $\tau_0 = \sqrt{2}/3 q \cdot K_i$, N_i , son parámetros del material obtenidos por regresión.

- Nataatmadja & Parkin (1989): desarrollaron ecuaciones diferentes para predecir la evolución del módulo resiliente cuando se emplean ensayos PCC y PCV (ecuaciones 3.20 y 2.21 respectivamente).

$$M_r = \frac{\theta}{q} (A + Bq), \quad (3.20)$$

$$M_r = \frac{\theta}{\sigma_1} (C + Dq), \quad (3.21)$$

θ es la suma de esfuerzos principales y A, B, C, D son parámetros del material.

- Elliott & David (1989): observaron para niveles de esfuerzo superiores al estático de falla que la ecuación (3.6) no puede predecir la evolución del módulo resiliente. modificaron entonces la ecuación k - θ relacionando el módulo con la suma de esfuerzos principales (θ) y la relación entre el esfuerzo desviador y la resistencia monotónica del material (s).

$$M_r = k \frac{\theta^n}{10^{m(q/s)^3}}, \quad (3.22)$$

k, n, m son parámetros del material obtenidos por regresión.

- Queck (1992, citado de Gleitz, 1996): relaciona el módulo resiliente con la magnitud del esfuerzo principal mayor y menor (\square_1, \square_3 respectivamente).

$$M_r = (Q + C \sigma_3^{Q_1}) \sigma_1^{Q_2} + D \quad (3.23)$$

Q, Q_1, C y D son parámetros del material.

- Jouve & Elhannani (1994, citado de Gomes, 2000 y COST 337, 2000): es una versión modificada de la ecuación de Boyce (1980) la cual tiene en cuenta efectos anisotrópicos en materiales granulares.

$$\epsilon_v = \frac{p^n}{p_a^{n-1}} \left[\frac{1}{K_a} - \frac{\beta}{K_a} \left(\frac{q}{p} \right)^2 - n \xi \left(\frac{q}{p} \right)^2 \right], \quad (3.24)$$

$$\epsilon_q = \frac{p^n}{p_a^{n-1}} \left[\frac{1}{3G_a} \left(\frac{q}{p} \right) - \xi \right], \quad (3.25)$$

ξ es un parámetro que tiene en cuenta el nivel de anisotropía del material. Si $\xi=0$ el material es isotrópico y las ecuaciones (3.24) y (3.25) se convierten en las ecuaciones (3.8) y (3.9) respectivamente.

- Zaman et al. (1994): relaciona el módulo resiliente con la cohesión (C), el ángulo de fricción (ϕ) y la suma de esfuerzos principales (θ).

$$M_r = A_o + A_1 C + A_2 \sigma_1 \tan \phi + A_3 \theta, \quad (3.26)$$

A_i son parámetros del material obtenidos por regresión.

- Kolisjoja (1997): modificó las ecuaciones (3.6) y (3.16) para que tuvieran en cuenta el efecto que tiene la porosidad del material (n) sobre la rigidez.

$$M_r = A (n_{\max} - n) p_o \left(\frac{\theta}{p_o} \right)^{0.5}, \quad (3.27)$$

$$M_r = B(n_{\max} - n) p_o \left(\frac{\theta}{p_o} \right)^{0.7} \left(\frac{q}{p_o} \right)^{-0.2}, \quad (3.28)$$

n_{\max} es la porosidad máxima que puede alcanzar el material y A, B son parámetros.

- Tutumluer & Thompson (1997), Adu-Osei et al. (2001): ecuación similar a la (3.16) en 3D, pero tiene en cuenta el comportamiento anisotrópico que experimentan materiales granulares.

$$M_r^y = k_1 \theta_0 \left(\frac{\theta}{\theta_0} \right)^{k_2} \left(\frac{\tau_{oct}}{\theta_0} \right)^{k_3}, \quad (3.29)$$

$$M_r^x = k_4 \theta_0 \left(\frac{\theta}{\theta_0} \right)^{k_5} \left(\frac{\tau_{oct}}{\theta_0} \right)^{k_6}, \quad (3.30)$$

$$G_{xy} = k_7 \theta_0 \left(\frac{\theta}{\theta_0} \right)^{k_8} \left(\frac{\tau_{oct}}{\theta_0} \right)^{k_9}, \quad (3.31)$$

En la ecuación (3.29) el módulo resiliente calculado es en la dirección y y en la ecuación (3.30) en la dirección x . Los k_i son los parámetros del material obtenidos por regresión. Para introducir las ecuaciones en un programa de elementos finitos se requiere calcular además los parámetros n, m y μ :

$$n = \frac{M_r^x}{M_r^y}; m = \frac{G_{xy}}{M_r^x}; \mu = \frac{v_{xx}}{v_{xy}}, \quad (3.32)$$

v_{xx} y v_{xy} son la relación de Poisson (la primera componente es la dirección de la carga aplicada y la segunda la dirección de la deformación).

- Hornych et al. (1998): ecuaciones similares a las presentadas por Jouve & Elhannani (1994).

$$\varepsilon_v = \frac{p^{*n}}{p_a^{n-1}} \left[\frac{\gamma+2}{3K_a} + \frac{n-1}{18G_a} (\gamma+2) \left(\frac{q^*}{p^*} \right)^2 + \frac{\gamma-1}{3G_a} \left(\frac{q^*}{p^*} \right) \right], \quad (3.33)$$

$$\varepsilon_q = \frac{2}{3} \frac{p^{*n}}{p_a^{n-1}} \left[\frac{\gamma-1}{3K_a} + \frac{n-1}{18G_a} (\gamma-1) \left(\frac{q^*}{p^*} \right)^2 + \frac{2\gamma+1}{6G_a} \left(\frac{q^*}{p^*} \right) \right], \quad (3.34)$$

$$p^* = \frac{\gamma\sigma_1 + 2\sigma_3}{3}, \quad (3.35)$$

$$q^* = \gamma\sigma_1 - \sigma_3, \quad (3.36)$$

γ es un parámetro que tiene en cuenta el nivel de anisotropía del material. Si $\gamma=1$ el material es isotrópico y las ecuaciones (3.33) y (3.34) se convierten en las ecuaciones (3.8) y (3.9) respectivamente. Este tipo de ecuaciones tiene como principal limitación que los parámetros son de difícil obtención experimental.

- Van Niekerk et al. (2002): observaron sobre muestras de material proveniente de demolición de edificios (concreto y mampostería), rigidización a bajos niveles de esfuerzo y ablandamiento a altos niveles (desviador acercándose a la falla monotónica).

$$M_r = k_1 \left(\frac{\theta}{\theta_0} \right)^{k_2} \left[\left(1 - k_3 \frac{q}{q_f} \right)^{k_4} \right], \quad (3.37)$$

θ_0 es una presión de referencia, q es el esfuerzo desviador, q_f es el esfuerzo desviador de falla y k_i son los parámetros del material obtenidos por regresión.

- Rahim & George (2005): proponen una ecuación empírica que tiene en cuenta el efecto del esfuerzo, la densidad, el grado de uniformidad y el contenido de agua y finos de materiales granulares sobre el módulo.

$$M_r = k_1 p_a \left(1 + \frac{\theta}{1+q} \right)^{k_2}, \quad (3.38)$$

$$k_1 = 0.12 + 0.90\gamma_d - 0.53w - 0.017(\#200) + 0.314(\log c_u) \quad (3.39)$$

$$k_2 = 0.226(\gamma_d \cdot w)^{1.2385} \left(\frac{\#200}{\log c_u} \right)^{0.124},$$

θ es la suma de esfuerzos principales, q es el esfuerzo desviador, p_a es la presión atmosférica, γ_d es la densidad seca, w es el contenido de agua, #200 es el porcentaje del material que pasa el tamiz No. 200 en un ensayo granulométrico y c_u es el coeficiente de uniformidad.

En general las ecuaciones anteriores son incapaces de predecir deformaciones permanentes. Estas ecuaciones simulan deformaciones obtenidas en ensayos cíclicos una vez el material granular alcanza la fase estable o de postcompactación (deformaciones resilientes casi en su totalidad) de la Figura 3.4. Por lo anterior, pueden ser empleados para el cálculo de las deformaciones a tensión que se producen en la capa asfáltica (fatiga) y para el cálculo de la deformación o desplazamiento en capas granulares cuando los niveles de esfuerzo cíclico son bajos y se pueda alcanzar la fase estable. Niveles bajos de esfuerzo pueden ser obtenidos en estructuras de pavimentos flexibles cuando la capa asfáltica es gruesa y de alta rigidez, las propiedades mecánicas del material granular son muy buenas en comparación con la magnitud de esfuerzo aplicado o cuando la carga impuesta por los vehículos es pequeña. Cuando la magnitud del esfuerzo cíclico es alta, las ecuaciones elásticas pueden perder validez y confiabilidad para la predicción de la deformación o el desplazamiento.

De manera general, la literatura reporta una mejor predicción de la respuesta resiliente de materiales granulares cuando se utilizan ecuaciones que involucran efectos anisotrópicos (p.e., Tutumluer & Thompson, 1997; Gomes et al., 1999; Adu-Osei et al., 2001; Tutumluer et al., 2003; Kim, 2004; Kim et al., 2005; Masad et al., 2006). Estudios reportados por Correia (2000), COST 337 (2000) y Neves & Correia (2004) donde se comparan medidas de deformación resiliente en pistas de prueba con simulaciones empleando ecuaciones elásticas lineales y no lineales demuestran que la modelación resiliente es menos satisfactoria cuando se usan ecuaciones lineales elásticas ya que tienden a sobreestimar la deformación. Además demuestran que las ecuaciones que emplean parámetros volumétricos y de corte (como la de Boyce, 1980) y que pueden simular anisotropía (Jouve & Elhannani, 1994; Hornyh et al., 1998) presentan la mejor predicción. Por último concluyen que la condición de no linealidad y anisotropía comienza a ser más importante cuando la capa granular es gruesa y el espesor de la capa asfáltica es delgada.

Algunos investigadores recomiendan en las modelaciones de estructuras de pavimento el empleo de ecuaciones elastoplásticas en vez de las elásticas lineales o no lineales (p.e., Balay & Kabré, 1996; Guezouli et al., 1996; Van Schelt et al., 1996; Uzan, 1999). Jouve & Guezouli (1996) realizaron simulaciones numéricas empleando 4 programas de elementos finitos (FENLAP, DIANA, NOEL y CESAR) para modelar el comportamiento de una misma estructura de pavimento y comparar los resultados de mediciones realizadas in situ con aquellos obtenidos en las simulaciones. Para el cálculo de esfuerzos y deformaciones en la capa asfáltica y la subrasante se empleó una ecuación constitutiva elástica lineal y para las capas de base y subbase se utilizó una ecuación elástica no lineal. Reportan como conclusión general del estudio que para obtener una mejor predicción del esfuerzo en estructuras de pavimentos es necesario el empleo de ecuaciones más sofisticadas tales como las elastoplásticas. En un estudio similar pero empleando 5 ecuaciones constitutivas diferentes (una elástica lineal, tres elásticas no lineales y una elastoplástica) para modelar las capas granulares de una estructura de pavimento, Jouve & Guezouli (1996a) concluyen que ecuaciones elastoplásticas predicen mejor los esfuerzos que se producen en una estructura de pavimento, pero mencionan que para la estimación de la deformación permanente es necesario realizar modificaciones a la ecuación (especialmente cuando la magnitud de la carga es alta).

A pesar que las ecuaciones elastoplásticas son una herramienta interesante para la formulación de ecuaciones en el área de los pavimentos, presentan como principales desventajas (El abd et al., 2004; COST337, 2002; García-Rojo et al., 2004):

- La estructuración matemática de las ecuaciones son complejas y no es fácil llevar a cabo modificaciones.
- La mayor parte de estas ecuaciones son empleadas en problemas geotécnicos y por lo general las simulaciones son restringidas a muy pocos ciclos de carga. Para la aplicación de estas ecuaciones en pavimentos donde el número de ciclos de carga es del orden de 10^5 - 10^7 es necesario realizar sustanciales modificaciones.
- Los parámetros son difícil determinación experimental.

3.3.4 Síntesis.

Pocos estudios a nivel micromecánico han sido desarrollados para estudiar el comportamiento elastoplástico que experimentan materiales granulares bajo carga cíclica en comparación con los estudios a nivel macro. Estudios para evaluar como la fricción, rigidez y dinámica entre partículas afectan los parámetros resilientes en un material granular deben ser realizados con el fin de entender fenómenos observados a nivel macro.

Los principales factores que afectan las propiedades resilientes de materiales granulares son la magnitud de las cargas cíclicas y el contenido de agua. Otros factores que lo afectan son la densidad, el número, duración y frecuencia de carga, el tipo de ensayo, la gradación, naturaleza mineralógica y contenido de finos, el tamaño máximo y la forma de la partícula sólida. La mayoría de los estudios consultados presentan similares conclusiones cuando reportan la forma como algún factor influye sobre las propiedades resilientes de materiales granulares. Sin embargo en algunos casos, investigadores reportan conclusiones contradictorias (p.e., influencia de la magnitud del esfuerzo desviador y la granulometría). En general la rigidez de materiales granulares incrementa cuando la presión de confinamiento, el nivel de esfuerzo y la densidad aumentan. Para altos grados de saturación, la tendencia del valor del módulo es a disminuir cuando se incrementa la cantidad de agua en el material. Sin embargo algunos estudios han demostrado que existe un valor óptimo de contenido de agua en el cual la rigidez alcanza su mayor valor. La duración y frecuencia de carga no tienen un efecto

significativo sobre las propiedades resilientes. Materiales con partículas angulares presentan mayor rigidez que aquellos con partículas redondeadas. El efecto de la granulometría y contenido de finos no es claro y en muchos casos se presenta contradicción reportando su influencia. Aunque efectos anisotrópicos sobre materiales granulares han sido reportados desde la década de los 70's, muy pocos estudios teóricos y experimentales han sido desarrollados en esta área.

La gran variedad de ecuaciones presentadas muestran el grado de complejidad que existe para entender el comportamiento de estos materiales. La mayor parte de las mismas se han concentrado en determinar la relación entre el módulo resiliente y la magnitud del esfuerzo. Pocas ecuaciones han sido desarrolladas para estimar el comportamiento resiliente en 3D. La tendencia actual es desarrollar ecuaciones elásticas no lineales que tengan en cuenta el comportamiento anisotrópico de materiales granulares. Como conclusión general en esta área se reporta que la predicción de la respuesta resiliente es mejor cuando se utilizan ecuaciones de este tipo.

3.4 DEFORMACIÓN PERMANENTE EN MATERIALES GRANULARES

Cuando a un material granular se inducen ciclos de carga y descarga parte de la deformación total (ϵ_T) que se genera es recuperada (deformación resiliente, ϵ_r). Aquella deformación que no se recupera se acumula con cada repetición del ciclo y se le denomina deformación permanente (ϵ_p) (Figura 3.36). En un pavimento estas deformaciones generan hundimientos o desplazamientos que en exceso pueden generar fallas funcionales y/o estructurales.

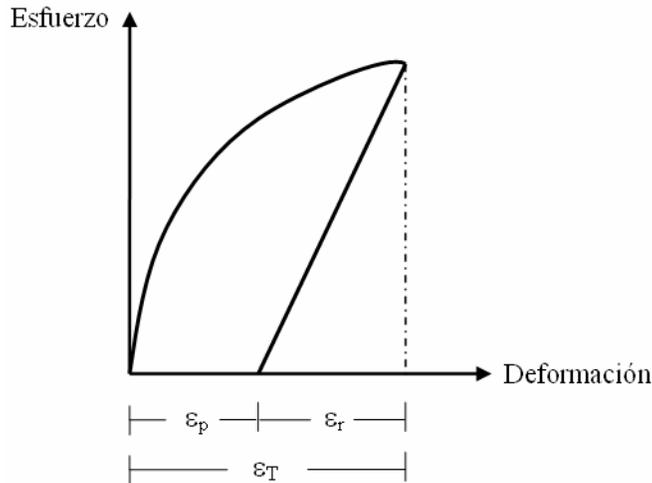


Figura 3.36 Curva típica esfuerzo – deformación en un ciclo de carga y descarga.

3.4.1 Factores que influyen en la resistencia a la deformación permanente.

La resistencia a la deformación permanente de materiales granulares se afecta principalmente por la magnitud e historia de esfuerzo aplicado al material y en segunda instancia por los siguientes factores: contenido de agua, densidad, número y frecuencia de carga, contenido de finos, gradación y naturaleza del agregado pétreo.

3.4.1.1 Influencia del esfuerzo. La acumulación de la deformación en un material granular incrementa proporcionalmente con la magnitud del esfuerzo desviador ($q = \sigma_1 - \sigma_3$) y disminuye con el aumento de la presión de confinamiento (σ_3) (p.e., Morgan, 1966; Barksdale, 1972; Barksdale & Hicks, 1973; Brown, 1974; Barksdale, 1984; Thompson & Smith, 1990; Brown & Selig, 1991; Lekarp et al., 1996; Paute et al., 1996; Garnica & Gómez, 2001; Suiker et al., 2005). Algunos ejemplos se presentan en las Figuras 3.37 y 2.40. En la Figura 3.38 se observa la influencia del esfuerzo axial (σ_1) sobre la deformación permanente para el caso de un material granular con contenido de finos de 6.6% (Kolisoja et al., 2002). En la Figura 3.39 se presentan los resultados de ensayos en un HVS reportados por Ingason et al. (2002) y se observa que un incremento en el nivel de esfuerzo genera un aumento en los valores de desplazamiento de la capa granular. La estructura de pavimento ensayada en el HVS consistió de una capa asfáltica de 3 cm soportada por dos capas granulares (base y subbase) cada una de 20 cm de espesor y una subrasante arenosa.

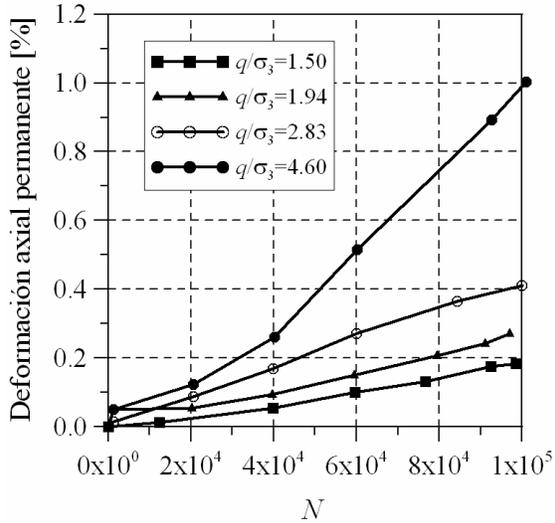


Figura 3.37 Influencia del nivel de esfuerzo sobre la acumulación de la deformación permanente (N es el número de ciclos). Barksdale, 1972.

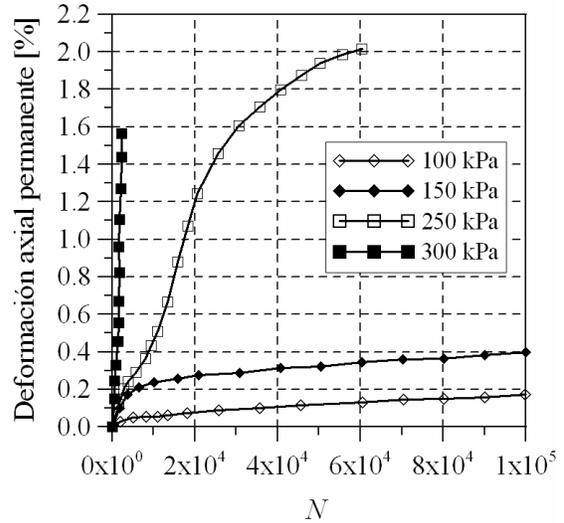


Figura 3.38 Influencia del esfuerzo axial sobre la acumulación de la deformación permanente. (N es el número de ciclos). Kolisoja et al., 2002.

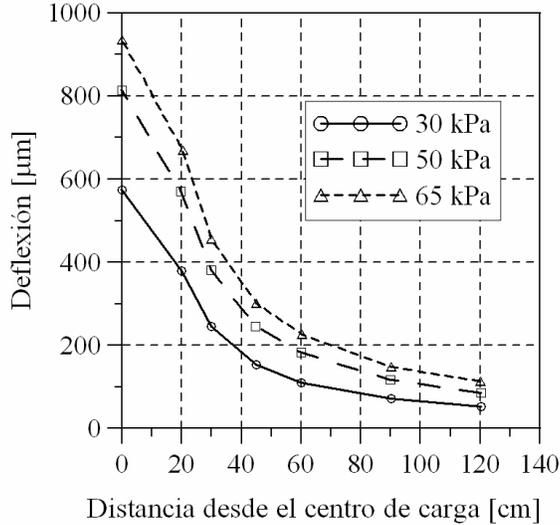


Figura 3.39 Influencia del nivel de esfuerzo sobre la acumulación de la deformación permanente. Ingason et al., 2002.

Cuando el nivel de esfuerzo desviador es alto (cercano al valor de falla monotónica) en comparación con la presión de confinamiento, el material experimenta deformación permanente en el tiempo sin alcanzar una fase de equilibrio en la deformación. Lo anterior puede llevar a la falla del material (Brown, 1974; COST 337, 2000). La tasa de deformación permanente incrementa con la aproximación del esfuerzo cíclico hacia la línea monotónica de falla (Wichtmann et al., 2004). Barksdale (1972), Lekarp & Dawson (1997) reportaron que existe un umbral de esfuerzo desviador en el cual la tasa de deformación tiende a incrementar con el número de ciclos. Basados en ensayos triaxiales cíclicos con presión de confinamiento constante (PCC) sobre 3 materiales de base (uno proveniente del distrito El Paso y dos del distrito de Austin en USA), Gandara & Nazarian (2006) reportan que la deformación permanente incrementa conforme se aumenta el esfuerzo desviador y existe un nivel de esfuerzo en el cual el material experimenta ciclo a ciclo incremento en la deformación permanente. Sin embargo, cuando la magnitud del esfuerzo es baja, las deformaciones permanentes tienden a un valor asintótico máximo de acumulación de deformación (Morgan, 1966; Barksdale, 1972; Brown & Selig, 1991; Brown 1996; COST 337, 2000). Saeed et al. (2001) realizaron ensayos triaxiales cíclicos con un $\sigma_3 = 15$ psi y se incrementaban los esfuerzos verticales cada 1000 ciclos hasta que el material fallaba (la falla se consideraba cuando la deformación alcanzaba el 10%). Los esfuerzos utilizados durante el ensayo eran el 15, 25, 50, 75, 100 y 110% de la resistencia máxima de falla que experimentó el material durante ensayos triaxiales monotónicos. Si el espécimen no fallaba el ensayo se llevaba hasta 120% de la resistencia. De los 4 tipos de muestras ensayadas 3 no fallaron aún cuando se utilizaba un esfuerzo de 120% de la resistencia última de falla.

Garg & Thompson (1997) concluyen, basados en ensayos PCC sobre 6 materiales granulares distintos, que el potencial de deformación permanente puede ser caracterizado por medio de ensayos rápidos de corte llevando el material a 1000 ciclos de carga.

Gidel et al. (2001), basados en ensayos triaxiales cíclicos con presión de confinamiento variable (PCV) sobre dos materiales granulares distintos (llamados Sorèze y Poulmarch), observaron que la deformación axial permanente incrementa cuando se aumenta la relación entre el esfuerzo desviador y la presión media $p=(\sigma_1+2\sigma_3)/3$. Además reportaron un incremento en la deformación con un aumento en p (Figuras 3.40a y b).

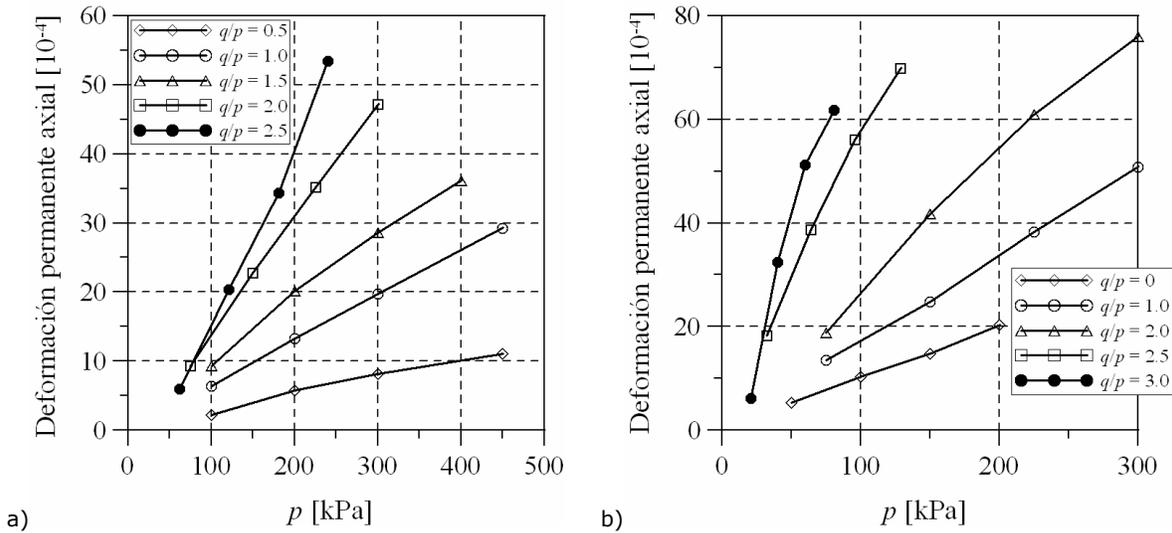


Figura 3.40 Deformación permanente vs. q/p , $N = 20000$, Gidel et al. (2001). a) Sorèze, b) Poulmarch.

Mayor información sobre la forma como influye el nivel de esfuerzo en la acumulación de la deformación permanente se presenta en el Capítulo 3.5.

3.4.1.2 Influencia de la historia de esfuerzo. Kalcheff & Hicks (1973), Shenton (1974), Brown & Hyde (1975), Stewart (1986), Garnica & Gómez (2001), observaron que cuando la carga cíclica se aumenta gradualmente sobre un material granular la deformación es mucho más pequeña que cuando se aplica directamente la carga más grande. Es decir, el efecto de cargas previas sobre estos materiales causan una reducción significativa de la acumulación de la deformación experimentada bajo carga subsiguiente y por lo tanto, la máxima carga cíclica aplicada controla la futura magnitud de la deformación permanente (Figura 3.41).

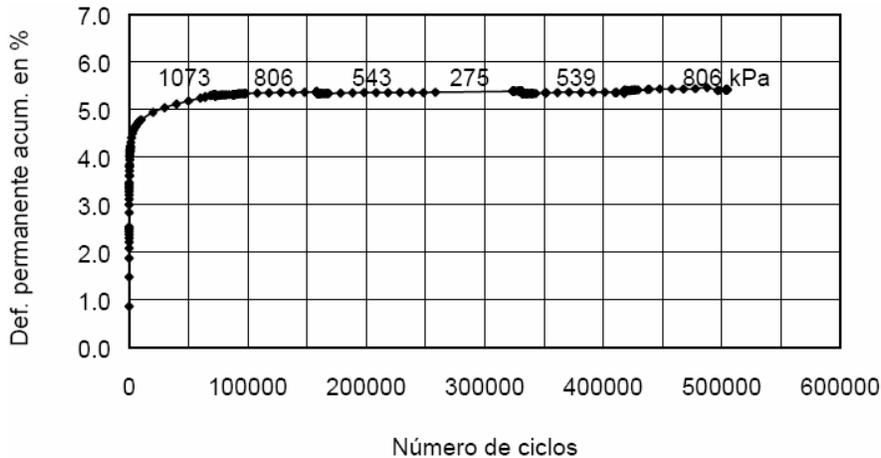


Figura 3.41 Influencia de la historia de esfuerzos. Garnica & Gómez (2001).

Lekarp et al. (2000), Garnica & Gómez (2001), Werkmeister (2003) mencionan que aunque el efecto de la historia de carga sobre la deformación permanente ha sido reconocido, muy pocas investigaciones se han concentrado en esta área.

3.4.1.3 Influencia del contenido de agua. Existe un contenido de agua que es beneficioso para elevar la resistencia a la deformación permanente. Incrementos adicionales a este contenido óptimo de agua, generan en el material un aumento del grado de saturación acompañado por elevación de la presión de poros y disminución de los esfuerzos efectivos, lo que induce pérdida de la rigidez y de la resistencia a la deformación permanente (Barksdale, 1972; Dawson et al., 1996; Lekarp et al., 2000; COST 337, 2000; Gidel et al., 2001; Kolisoja et al., 2002).

Holubec (1969), realizó ensayos triaxiales cíclicos sobre un material tipo macadam y una grava-arena. En el macadam observó que un aumento en el contenido de agua de 3.1% a 5.7% genera un incremento del 300% en la deformación permanente. De manera similar observó un incremento del 200% de la deformación cuando se incrementó en la grava-arena el contenido de agua de 3.0% a 6.6%.

Brown (1974) realizando ensayos triaxiales cíclicos en condiciones drenadas y no drenadas observó para un nivel de esfuerzo desviador de 140 kPa y presión de cámara de 70 kPa, que la deformación permanente se equilibró al 1% de deformación cuando la condición fue drenada, y para el caso no drenado no se observó equilibrio cuando el ensayo había terminado en el 6% de deformación (Figura 3.42).

Freeme & Servas (1985, citado de Brown & Selig, 1991) basados en ensayos sobre pistas de prueba en Sudáfrica y empleando 4 materiales granulares distintos (G1, G2, G3, G4), reportan que la tasa de deformación permanente incrementa en el tiempo cuando es permitido el ingreso del agua a la capa granular en un pavimento y no es posible su drenaje. En un paso posterior se permitió de nuevo el drenaje en la capa granular y el material disminuyó su tasa de deformación hasta alcanzar una fase de equilibrio como se presenta en la Figura 3.43. Observaciones similares son reportadas por Dawson (1990, citado de Werkmeister, 2003) realizando ensayos triaxiales cíclicos sobre materiales granulares (Figura 3.44).

Gidel et al. (2002) reportan los resultados de un estudio llevado a cabo sobre una pista de ensayo de 100 m de longitud construida entre Rochefort y Saint-Jean d'Angély (Charente-Maritime, Francia), cuyo pavimento consistió de 35 cm de subrasante mejorada, 20 cm de base granular y 4 cm de capa asfáltica. La subrasante era una arcilla calcárea blanda. En promedio, 235 camiones por día se movilizaban por la pista. Ellos observaron que en los ciclos iniciales de carga la deformación es alta pasando a una fase de estabilización del desplazamiento. Luego en una segunda fase se observó de nuevo elevación del desplazamiento debido al incremento del contenido de agua por la lluvia en la zona de estudio. En la fase final se observó que el desplazamiento aún continuaba pero la tasa de dicho desplazamiento disminuyó.

La Figura 3.45 presenta los resultados de la evolución de la deformación permanente con el número de ciclos, para cada una de las capas de un pavimento ensayado in situ empleando un HVS. La estructura ensayada consistía de 1.5 cm de capa asfáltica soportada por dos capas granulares (base y subbase) de 20 cm de espesor cada una. Durante los primeros 330000 ciclos de carga no existía agua en la capa granular, luego se detuvo el ensayo y se aumentó la tabla de agua elevándose 30 cm por debajo de la subrasante. En la Figura 3.45 se puede observar que después de que la tabla de agua se elevó, la deformación permanente también incrementó (Erlingsson & Ingason, 2004).

Thom & Brown (1987) concluyen que adiciones progresivas de agua al material granular generan un incremento considerable en la deformación permanente, y observaron que este efecto es ligeramente mayor cuando el contenido de finos es más alto. Realizando ensayos triaxiales cíclicos sobre una arena, Paute & Hornych (1996) reportan que la deformación permanente que experimentó el material cuando el grado de saturación era del 80% fue 3 veces mayor que cuando el grado de saturación era del 55%. Balay et al. (1997) basados en estudios de deformación permanente sobre 3 materiales granulares distintos, observaron que eran muy sensitivos con la variación en el contenido de agua, y la acumulación de la deformación permanente fue mayor cuando la humedad se acercaba al valor óptimo del ensayo Proctor.

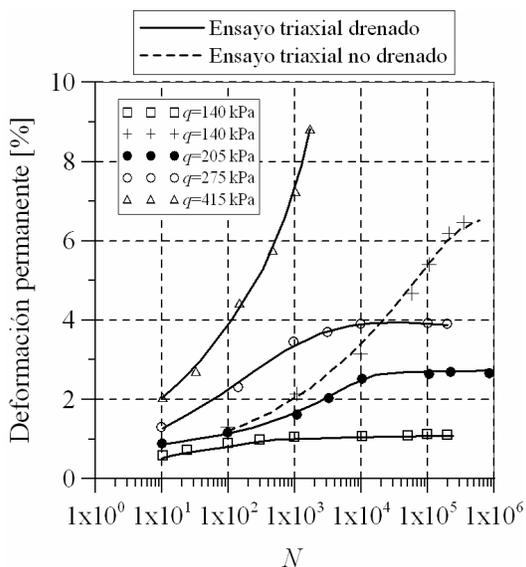


Figura 3.42 Influencia de la condición de drenaje sobre la acumulación de la deformación permanente, □₃=70 kPa. Brown, 1974.

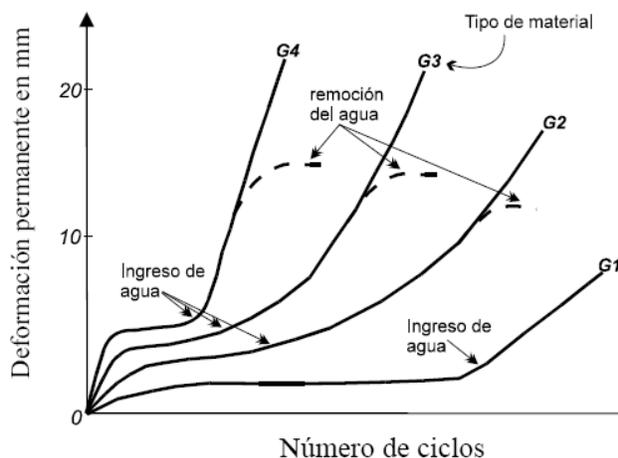


Figura 3.43 Influencia de las condiciones de drenaje sobre la acumulación de la deformación permanente. Freeme & Servas, (1985, extraída de Garnica y Gómez, 2001).

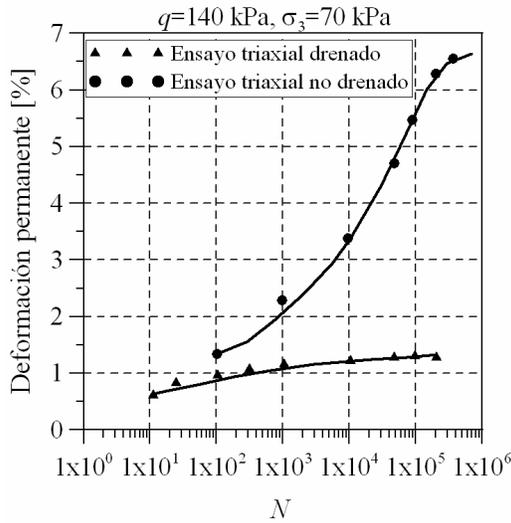


Figura 3.44 Influencia de las condiciones de drenaje sobre la acumulación de la deformación permanente. Dawson (1990, citado de Werkmeister, 2003)

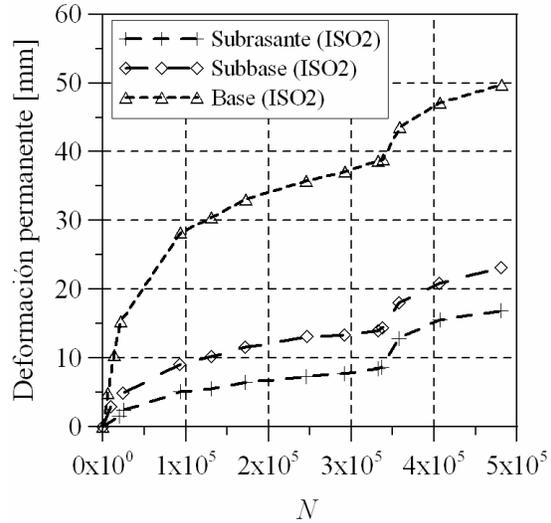


Figura 3.45 Efecto de la elevación del nivel freático sobre la acumulación de la deformación permanente. Erlingsson & Ingason, 2004.

Theyse (2002) basado en ensayos en un HVS observó que un aumento en el contenido de agua genera un incremento notable en la acumulación de la deformación permanente. Similares observaciones fueron reportadas en el mismo estudio empleando ensayos triaxiales cíclicos. Además demuestra que el grado de saturación influye en el valor del esfuerzo para el cual la deformación tiende a un valor estable (deformaciones resilientes casi en su totalidad) (Figura 3.46).

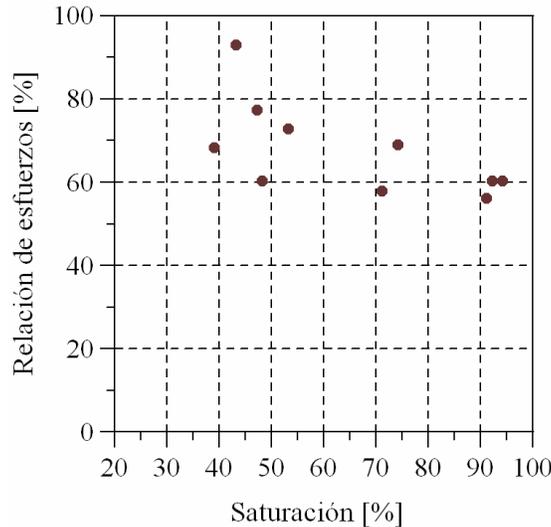


Figura 3.46 Influencia del grado de saturación sobre la relación de esfuerzo (esfuerzo desviador/resistencia monotónica de corte) en la cual las deformaciones permanentes tienden a estabilizarse. Theyse, 2002.

Estudios recientes llevados a cabo con "Ensayos a Pequeña Escala" donde se fabrican especímenes para simular las capas de subrasante y base granular en un pavimento (empleando tubos de polietileno de 36" de diámetro) han demostrado que materiales granulares empleados para conformar capas de base experimentan un incremento considerable en la deformación si se encuentran bajo condición saturada (Gandara & Nazarian, 2006).

3.4.1.4 Influencia de la densidad. En general, la reducción en la densidad de un material granular genera disminución de la resistencia a la deformación permanente y por lo tanto un incremento en la acumulación de este tipo de deformación (Barksdale, 1972; Barksdale & Hicks, 1973; Thom & Brown, 1987; Brown & Selig, 1991; Kamal et al., 1993; Dawson et al., 1996; Lekarp et al., 2000; COST 337, 2000; Wichtmann et al., 2004). Un ejemplo de la influencia de la densidad sobre la acumulación de la deformación permanente en materiales granulares se presenta en la Figura 3.47.

En 1989, 4 laboratorios de investigación (Laboratório Nacional de Engenharia Civil - LNEC, University of Nottingham - UNOT, Laboratoire Central des Ponts et Chaussées - LCPC y Delft University of Technology - DUT) realizaron ensayos

triaxiales cíclicos sobre un material granular. Uno de los fines del estudio era comparar el funcionamiento de los equipos triaxiales. Los ensayos en los 4 laboratorios utilizaron la misma granulometría, contenido de agua y trayectorias de esfuerzos. Los resultados de deformación permanente fueron distintos en los 4 laboratorios (Figura 3.48) y esta diferencia se debió principalmente a que los laboratorios empleaban diferentes métodos de compactación de las muestras (Galjaard et al., 1996).

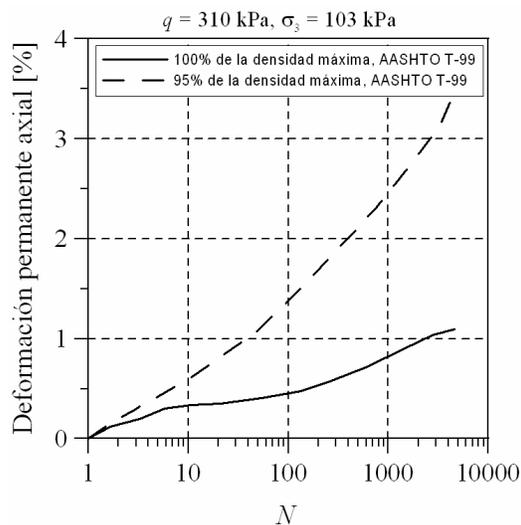


Figura 3.47 Efecto de la densidad sobre la acumulación de la deformación permanente. Barksdale, 1972.

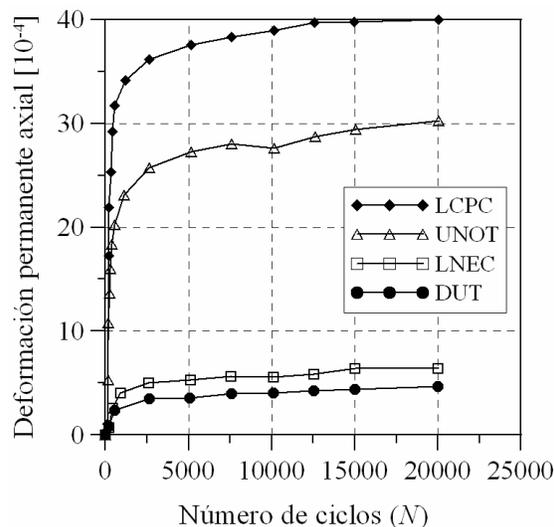


Figura 3.48 Deformación permanente vs. N . Galjaard et al., 1996.

En Gidel et al. (2001) se menciona que un aumento en la densidad del material genera un aumento en la resistencia a la deformación permanente, pero esta influencia es pequeña para el caso del rango de densidades encontradas en pavimentos (95%–100% de la densidad máxima seca del Proctor modificado). Gidel et al. (2002) observaron en una pista de ensayo que después de 6 meses de aplicaciones de carga el desplazamiento vertical fue de 11.3 mm en una zona de baja compactación de la capa granular (97% del valor óptimo de densidad seca) y de 3.8 mm en una zona de alta compactación (100% del valor óptimo de densidad seca).

3.4.1.5 Influencia del número y frecuencia de carga. Morgan (1966) aplicó más de 2×10^6 de ciclos de carga sobre dos tipos de arenas con granulometría diferente, y dentro del rango de esfuerzo utilizado, las deformaciones permanentes continuaban acumulando. Sin embargo menciona, que después de un periodo inicial por encima de 2×10^5 ciclos, los valores de la tasa de deformación permanente son en algunos casos muy pequeños. Similares observaciones fueron presentadas por Barksdale (1972) para diferentes tipos de materiales granulares y por Suiker et al. (2005) realizando ensayos hasta $N=5 \times 10^6$ sobre balasto. Barksdale & Hicks (1973), Brown & Selig (1991) mencionan que la deformación permanente en materiales granulares aumenta aproximadamente de manera lineal con el logaritmo del número de ciclos, pero a muy bajos niveles de esfuerzo la tasa de deformación tiende a disminuir con los ciclos de carga. Brown & Hyde (1975) y Paute et al. (1996) observaron que la tasa de deformación disminuye hasta un punto en el cual se puede definir un valor límite de acumulación de deformación. En los resultados de ensayos triaxiales cíclicos reportados por Festag (2002) y Katzenbach & Festag (2004) sobre una arena cuyo tamaño máximo de partícula oscilaba entre 0.2 mm y 2 mm, se observa que aún a 4.4×10^6 ciclos de carga no cesan las deformaciones permanentes.

Realizando ensayos de corte simples con carga cíclica sobre arenas en condición drenada, y empleando frecuencias de carga entre 0.2 y 1.9 Hz, Youd (1972) concluye que no existe dependencia entre la tasa de acumulación de la deformación y la frecuencia (Figura 3.49). Similar observación es reportada por Shenton (1978) realizando ensayos triaxiales cíclicos en condición drenada sobre un material de balasto con frecuencia de carga entre 0.1 y 30 Hz, y por Kokusho et al. (2004) realizando ensayos triaxiales cíclicos no drenados sobre materiales granulares con diversas granulometrías. Thom & Brown (1987) reportan que la frecuencia de carga no afecta significativamente la acumulación de la deformación permanente, presentándose una muy pequeña disminución de la tasa de deformación cuando la frecuencia de carga es más alta. Wichtmann et al. (2004) reportaron en un estudio desarrollado sobre arenas gruesas (tamaño máximo de 1 mm) con diferentes granulometrías, que el material experimentaba acumulación de la deformación aún a 2×10^6 de ciclos de carga. Sobre el mismo material, Wichtmann (2005) reportó realizando ensayos triaxiales cíclicos, que la frecuencia de carga (entre 0.05 y 2.0 Hz) no influye en la acumulación de la deformación permanente (Figura 3.50).

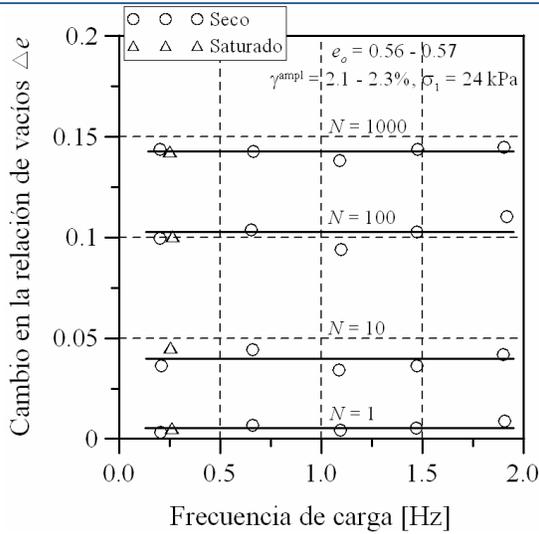


Figura 3.49 Influencia de la frecuencia de carga sobre el cambio en la relación de vacíos de un material granular. Youd, 1972.

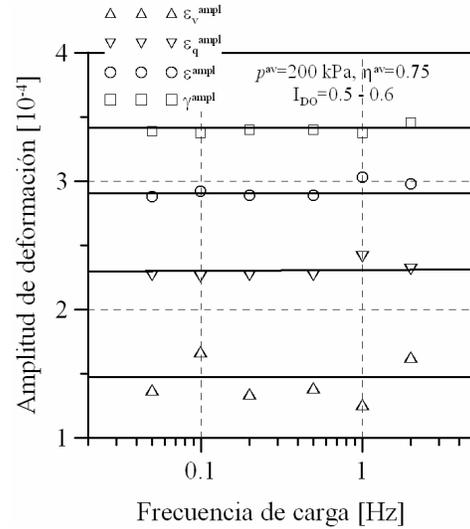


Figura 3.50 Influencia de la frecuencia de carga sobre la amplitud de la deformación. Wichtmann, 2005.

3.4.1.6 Influencia de la granulometría, tamaño máximo, cantidad de finos y forma de la partícula. Thom & Brown (1987) y Thom & Brown (1988) reportan que muestras con gradación uniforme no compactadas presentan mayor resistencia a la deformación permanente que muestras bien gradadas sin compactar. Sin embargo cuando compactaron las muestras observaron que la gradación no afectaba la deformación permanente. Además concluyen que muestras con alta presencia de finos reducen la resistencia a la deformación permanente. Garnica & Gómez (2001) reportan que materiales uniformes presentan mayor resistencia a la deformación permanente que aquellos bien gradados a pesar que la rigidez es mayor en los materiales bien gradados. Núñez et al. (2004) por el contrario reportan que materiales bien gradados presentan mayor resistencia a la deformación permanente que aquellos con granulometría uniforme. Werkmeister (2003) realizando ensayos triaxiales cíclicos sobre 3 materiales granulares con distinta gradación concluye que la granulometría no influye en la resistencia a la deformación permanente.

De acuerdo a estudios realizados por Barksdale & Itani (1989), materiales con partículas redondeadas experimentaron dos veces mayor deformación permanente que materiales con partículas fracturadas. Además, cuando la gradación es más fina la tendencia es a experimentar mayor deformación (similar observación es reportada por Barksdale, 1972; Barksdale & Hicks, 1973 y Barksdale, 1984), y si el contenido de finos desarrolla plasticidad la resistencia a la deformación permanente disminuye. Barksdale (1984) realizando ensayos a escala real (en una pista de prueba acelerada bajo condiciones controladas de medio ambiente) reporta que pavimentos con bases granulares y con gradaciones finas experimentan valores de deformación permanente de 21% superiores a aquellos que emplearon gradaciones gruesas. Contrario a lo anterior menciona que la vida de fatiga de las estructuras de pavimentos fue 20% mayor cuando se utilizó la gradación más fina.

Brown & Selig (1991) mencionan que altos contenidos de finos son no deseables en materiales granulares ya que causan problemas hidráulicos debido a la baja permeabilidad y la posibilidad de retener agua. Lo anterior induce a obtener un material con altos grados de saturación y por lo tanto pérdida de la resistencia a la deformación permanente. Pérdida de resistencia por la presencia de altos contenidos de finos son reportados también por Barksdale (1972) y Thom & Brown (1988).

Kamal et al. (1993) observaron que la resistencia a la deformación permanente es mayor para materiales bien gradados. Reportan que una elevada cantidad de finos en materiales granulares generan mayor deflexión en las estructuras de pavimento, pero existe un valor óptimo de contenido de finos para el cual el material presenta la mayor resistencia a la deformación.

En la Figura 3.51 se presenta el efecto del contenido de finos sobre la deformación permanente en resultados de ensayos triaxiales cíclicos reportados por Kolisoja, et al. (2002). La presión de celda fue de 50 kPa y el esfuerzo axial de 300 kPa. Un incremento en el contenido de finos de 3.9% a 10.7% incrementa notablemente los valores de deformación permanente.

En la Figura 3.52 se observa una curva típica de deformación vs. número de ciclos de carga para dos materiales granulares distintos, los cuales experimentaron aproximadamente en un ensayo con HVS el mismo nivel de esfuerzo. En la figura se observa que el material G1 presenta valores de deformación menores que el material G6 debido solo a sus mejores propiedades mecánicas (ver especificación TRH 14 del CSRA, 1985 o consultar en Wolff & Visser, 1994). Kumar et al. (2006) por el contrario, basados en los resultados de ensayos monotónicos y cíclicos sobre 4 materiales granulares reportaron que el material con mayor CBR (60.7%) experimentó mayores deformaciones permanentes bajo carga cíclica que los demás que presentaban inferiores CBR (entre 9.1% y 47.2%).

Lekarp & Isacsson (2001) recomiendan que los ensayos triaxiales cíclicos se realicen con muestras a escala real. Lo anterior debido a que en muchas ocasiones se remueven las partículas grandes en los especímenes con el fin de reducir las muestras al tamaño requerido para poder ser ensayadas. Ensayos realizados sobre tres tipos de materiales granulares con diferentes granulometrías demuestran que la respuesta estructural de estos materiales depende del tamaño máximo de la partícula utilizada para preparar el espécimen del triaxial. La reducción de la escala de gradación genera un significativo impacto sobre las características resilientes y de deformación permanente de los materiales ensayados.

Gidel et al. (2001), Werkmeister (2003) y Kumar et al. (2006) reportan que el tipo de material y contenido mineralógico afecta el nivel de deformación permanente en un material granular. Un ejemplo se presenta en la Figura 3.53 donde se pueden observar los resultados de ensayos triaxiales cíclicos sobre tres materiales de diferente procedencia y contenido mineralógico, pero con idéntica granulometría, contenido de agua y densidad. Además Gidel et al. (2001) mencionan que materiales con gradación uniforme y partículas angulares presentan mayor resistencia a la deformación permanente que materiales con granulometrías bien gradadas y partículas redondeadas.

Cheung & Dawson (2002) realizaron ensayos triaxiales cíclicos sobre 3 materiales granulares distintos (*dolomitic limestone*, *granodiorite* y grava) con el fin de investigar la relación entre las propiedades de las partículas (forma, factor de rugosidad, redondez, esfericidad, fricción superficial y angularidad) y su comportamiento en términos de resistencia al corte, rigidez y resistencia a la deformación permanente. Para el estudio emplearon un equipo triaxial de 28 cm de diámetro y 56 cm de alto. Del estudio concluyen:

- La angularidad y la redondez de las partículas tienen el más grande efecto sobre la resistencia a la deformación permanente, presentando mayor resistencia entre más angulares sean.
- La rigidez fue influenciada por la fricción y rugosidad superficial de las partículas (a mayor fricción y rugosidad mayor rigidez),
- No existe una relación clara entre la resistencia de las partículas y el funcionamiento de las mezclas en términos de rigidez, deformación permanente y resistencia.
- En general, la resistencia a la deformación permanente incrementa con incremento en el ángulo de fricción.

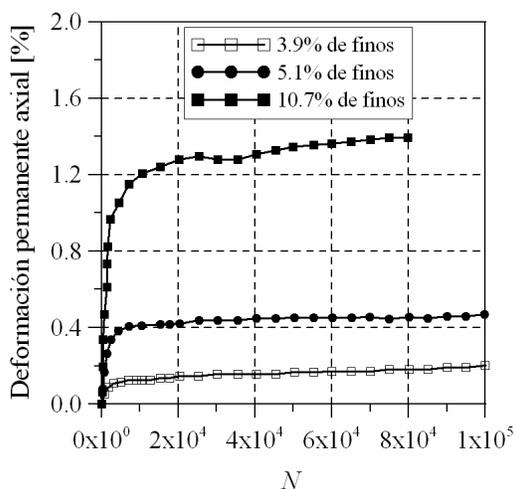


Figura 3.51 Influencia del contenido de finos sobre la acumulación de la deformación permanente. Kolisoja et al., 2002.

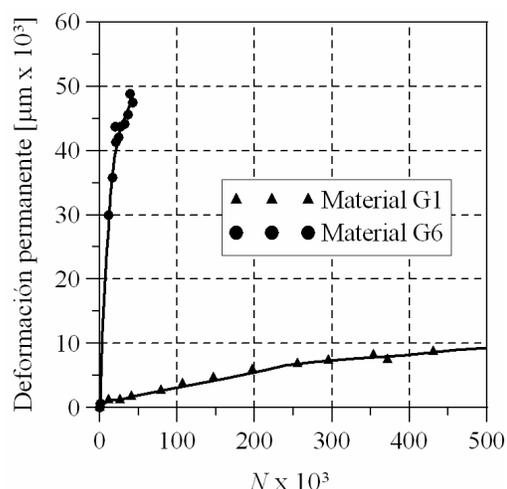


Figura 3.52 Influencia del tipo de material granular sobre la acumulación de la deformación permanente. Wolff & Visser, 1994.

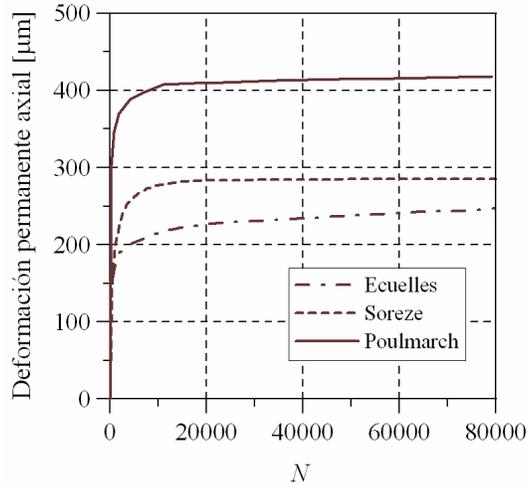


Figura 3.53 Influencia del tipo de material sobre la acumulación de la deformación permanente. Gidel et al., 2001.

3.4.1.7 Influencia del tipo de ensayo. Como ya se mencionó en el Capítulo 2.2, la mayoría de los estudios realizados sobre materiales granulares en triaxiales cíclicos se han concentrado en medir la respuesta resiliente. Es decir, la mayor parte de las ecuaciones que se encuentran en la literatura de referencia (p.e., Barksdale, 1972; Hyde, 1974; Veverka, 1979; Lentz & Baladi, 1980; Khedr, 1985; Tseng & Lytton, 1989; Sweere, 1990; Huurmann, 1997; Núñez et al., 2004; Liu & Carter, 2004; Uzan, 2004) para predecir deformaciones permanentes son desarrolladas a partir de los resultados obtenidos de ensayos tipo PCC. La pregunta que resulta de la anterior afirmación es ¿pueden ser utilizados los resultados de ensayos PCC, para desarrollar modelos confiables que predigan la deformación permanente en capas granulares? Algunos estudios se han realizado para intentar responder esta pregunta pero la mayor parte de ellos se han concentrado en evaluar características resilientes (p.e., Allen & Thompson, 1974; Brown & Hyde 1975; Nataatmadja & Parkin, 1989; Zaman et al., 1994). A continuación se describen algunos estudios realizados para evaluar la deformación permanente en materiales granulares.

- Chan & Brown (1994) realizaron ensayos PCC y en un Hollow cylinder sobre un material con tamaño máximo de partícula de 5 mm. En el Hollow Cylinder la presión de confinamiento era constante durante los ensayos. Ellos observaron que la tasa de deformación plástica y las deformaciones permanentes de corte del material eran mayores cuando se inducen en los especímenes esfuerzos cíclicos verticales y de corte simultáneos en el Hollow.
- Aunque no hicieron medidas directas de las deformaciones permanentes, Allen & Thompson (1974) reportan que los valores de deformación que experimentaron materiales granulares con tamaño máximo de partícula de 1 1/2" en ensayos PCC exceden a aquellos obtenidos en PCV. Aquí es importante tener en cuenta que los ensayos se realizaron siguiendo las especificaciones de la época para determinar el módulo resiliente y no para medir deformación permanente. Además emplearon para comparar los dos tipos de ensayos, las trayectorias presentadas en la Figura 3.31a las cuales no son apropiadas para tal fin.
- Un año más tarde, Brown & Hyde (1975) emplearon trayectorias de esfuerzos más representativas para comparar el comportamiento del material granular en ensayos PCC y PCV (debido a que presentan el mismo esfuerzo desviador medio q_{med} , presión media p_{med} y esfuerzo desviador máximo q_{max}) (Figura 3.31b). Ellos reportaron valores similares de deformación permanente en ambos ensayos (Figura 3.54). Una de las principales imitaciones de este estudio fue que compararon solo tres trayectorias PCV con una PCC limitando por tanto el análisis y las conclusiones. Además no se permitió evaluar la influencia del esfuerzo desviador en el estudio ya que éste fue siempre de 200 kPa (Figura 3.55).

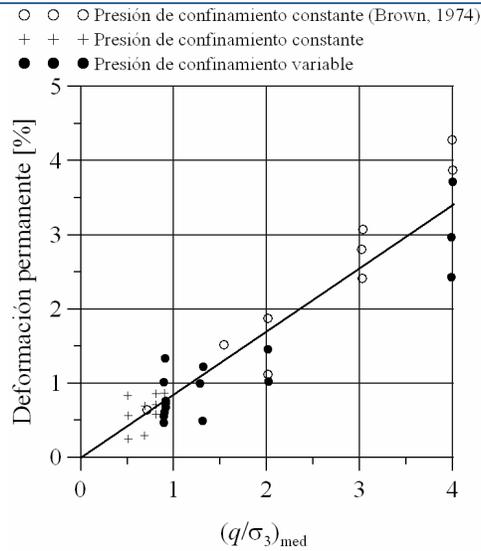


Figura 3.54 Deformación permanente versus $(q/\sigma_3)_{med}$.

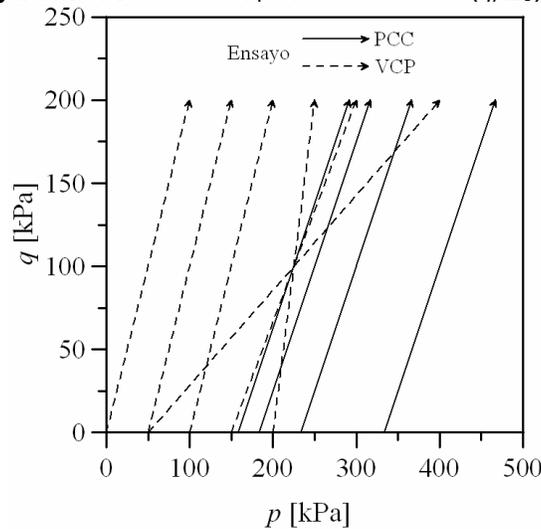


Figura 3.55 Trayectoria de esfuerzo utilizadas por Brown & Hyde (1975).

3.4.2 Ecuaciones de deformación permanente.

A continuación se presentan algunas ecuaciones encontradas en la literatura de referencia que intentan predecir la evolución de la deformación permanente en materiales granulares. ϵ_1^p significa deformación permanente axial y N número de ciclos.

- Barksdale (1972): realizó ensayos triaxiales cíclicos con un máximo de 10^5 ciclos de carga.

$$\epsilon_1^p = a + b \log(N) \tag{3.40}$$

a, b son parámetros del material obtenidos por regresión.

- Hyde (1974, citado de Gidel et al., 2001): tiene en cuenta la influencia del esfuerzo desviador y la presión de confinamiento.

$$\epsilon_{1f}^p = a \frac{q}{\sigma_3} \tag{3.41}$$

ϵ_{1f}^p es la deformación permanente axial final para un número de ciclos infinitos, q es el esfuerzo desviador, σ_3 es la presión de confinamiento y a es un parámetro del material obtenido por regresión. De la misma manera Lashine et al. (1971) y Brown (1974) habían presentado una ecuación similar donde $a = 0.9$ y 0.01 respectivamente.

- Veverka (1979, citado de Lekarp et al., 2000): la ecuación supone que existe una correlación de proporcionalidad entre las deformaciones resilientes y las permanentes.

$$\epsilon_1^p = \mu \epsilon N^\alpha \quad (3.42)$$

μ es una constante de proporcionalidad entre la deformación permanente y la resiliente, ϵ es la deformación permanente para los primeros 200 ciclos de carga y α es un parámetro que tiene en cuenta la disminución de la tasa de deformación con N .

- Lentz & Baladi (1980): proponen una ecuación hiperbólica donde se correlacionan los esfuerzos y las deformaciones cíclicas con las monotónicas.

$$\frac{\sigma_d}{S_d} = \frac{\epsilon_p / \epsilon_{0.95S_d}}{n + m \left(\frac{\epsilon_p}{\epsilon_{0.95S_d}} \right)} \quad (3.43)$$

σ_d es el esfuerzo desviador cíclico, S_d es la resistencia pico medida en un ensayo triaxial monotónico, ϵ_p es la deformación permanente, $\epsilon_{0.95S_d}$ es la deformación monotónica que se produce en el 95% de la resistencia pico y n, m son parámetros del material.

- Khedr (1985): basado en ensayos triaxiales cíclicos tipo PCC y PCV, concluyó que la tasa de deformación permanente en materiales granulares decrece logarítmicamente con el número de ciclos de carga y relaciona la deformación permanente con la rigidez del material.

$$\frac{\epsilon_1^p}{N} = s_1 (R_o)^{s_2} (M_R)^{s_3} N^{-m} \quad (3.44)$$

M_R es el módulo resiliente, R_o es la relación de esfuerzos octaédricos (τ_o/σ_o) y s_1, s_2, s_3, m son parámetros del material.

- Paute et al. (1988, citado de Lekarp et al., 2000 y Gidel et al., 2001): la ecuación tiene en cuenta que en los primeros cien ciclos de carga la deformación permanente se debe al reacomodo de la muestra durante el ensayo.

$$\epsilon_1^p = A \frac{\sqrt{N}}{\sqrt{N} + D} + \epsilon_o^p \quad (3.45)$$

ϵ_o^p es la deformación producida en los primeros 100 ciclos de carga y A, D son parámetros del material.

- Tseng & Lytton (1989):

$$\epsilon_1^p = \epsilon_o \exp\left(-\frac{\rho}{N}\right)^\beta \quad (3.46)$$

ϵ_o, ρ y β son parámetros obtenidos por medio de regresión.

- Sweere (1990): ecuación similar a la de Barksdale (1972) pero las muestras en los ensayos experimentaron un número de ejes mayores de carga (10^6).

$$\log \epsilon_1^p = a + b \log(N) \quad (3.47)$$

$$\epsilon_1^p = aN^b$$

a, b son parámetros del material obtenidos por regresión.

- Hornych et al. (1993, citado de Gidel et al., 2001): esta ecuación se basa en los resultados de ensayos tipo PCV aplicando al material granular 8×10^4 ciclos de carga.

$$\epsilon_1^p = \epsilon_o^p + A \left[1 - \frac{N^{-B}}{100} \right] \quad (3.48)$$

ϵ_o^p es la deformación producida en los primeros 100 ciclos de carga y A, B son parámetros del material. A en esta ecuación es considerado como el valor límite de acumulación de deformación (Paute et al., 1996). Lekarp et al. (1996), Lekarp & Dawson (1997) y Lekarp et al. (2000) basados en ensayos triaxiales cíclicos mencionan que esta ecuación puede perder validez cuando los niveles de esfuerzo desviador y N son elevados.

- Wolff (1992), Wolff & Visser (1994): ecuación basada en ensayos a escala real con un simulador de vehiculo pesado (HVS).

$$\epsilon_1^p = (cN + a)(1 - \exp^{-bN}) \quad (3.49)$$

c es la pendiente de la asíntota en la curva ϵ_1^p vs. N , a es el intercepto de la asíntota y b controla su curvatura.

- Huurmann (1997) y Werkmeister et al. (2004) basados en el concepto del Shakedown (expuesto en el Capítulo 2.5) desarrollaron la siguiente ecuación:

$$\varepsilon_1^p = A \left[\frac{N}{1000} \right]^B + C \left(\exp^{\frac{D \cdot N}{1000}} - 1 \right) \quad (3.50)$$

$$A = \left(a_1 \exp^{a_2 \sigma_3} \right) \sigma_1^2 + \left(a_3 \sigma_3^{a_4} \right) \sigma_1 \quad (3.51)$$

$$B = \left(b_1 \exp^{b_2 \sigma_3} \right) \sigma_1 + \left(b_3 \sigma_3^{b_4} \right)$$

La ecuación (3.50) es también empleada en los estudios de van Niekerk et al. (2002). A es un parámetro que describe la deformación para 1000 ciclos de carga cuando la magnitud del esfuerzo es tal que el material tiende a una fase de estabilización de la deformación permanente. B es un parámetro que describe la pendiente de la curva de deformación vs. N . Con los parámetros C y D (segunda parte de la ecuación) se puede describir el comportamiento del material cuando la fase estable de la deformación no es alcanzada durante el ensayo. a_i , b_i son parámetros del material obtenidos por regresión.

- Theyse (1997): basado en resultados obtenidos en un HVS, modifica la ecuación de Wolf (1992) con el fin de que pueda tener en cuenta la influencia del esfuerzo.

$$PD = \exp^c N^s \left(\exp^{B \sigma_1} - 1 \right) \quad (3.52)$$

PD es el desplazamiento vertical permanente (por su sigla en inglés) y c , s y B son parámetros del material.

- Gidel et al. (2001): esta ecuación tiene en cuenta el efecto que produce ensayar el material granular con diferentes trayectorias de carga q/p . Se divide en dos partes: la primera es función del número de ciclos de carga y la segunda es función de los esfuerzos máximos que experimenta el material.

$$\varepsilon_1^p = \varepsilon_o^p \left[1 - \frac{N^{-B}}{100} \right] \left(\frac{\sqrt{p_{\max}^2 + q_{\max}^2}}{p_a} \right)^n \frac{1}{\left(m + \frac{s}{p_{\max}} - \frac{q_{\max}}{p_{\max}} \right)} \quad (3.53)$$

ε_o^p es la deformación permanente producida en los primeros 100 ciclos de carga, p_{\max} es la presión media máxima, q_{\max} es el esfuerzo desviador máximo que experimenta el material durante el ensayo y B , m , n , s son parámetros del material. La ecuación (3.53) puede ser utilizada cuando la magnitud de esfuerzos es tal que el material presenta una fase de estabilización de la deformación permanente.

- Theyse (2002): la ecuación (3.54) es similar a la de Wolf & Wisser (1994) y puede ser empleada cuando la deformación permanente tiende a una fase estable. Para el caso donde la deformación permanente es inestable recomiendan utilizar la ecuación (3.55).

$$PD = mN + a \left(1 - \exp^{-bN} \right) \quad (3.54)$$

$$PD = q \exp^{rN} + p \exp^{-sN} - q + p \quad (3.55)$$

PD es el desplazamiento vertical y a , b , r , s son parámetros del material.

- El abd et al. (2004): modifican la ecuación (3.53) para el caso en el cual la fase estable de deformación permanente no es alcanzada en los ensayos triaxiales cíclicos. Reemplazan la primera parte de la ecuación (3.53) por la ecuación (3.47) de Sweere (1990).

$$\varepsilon_1^p = aN^b \left(\frac{\sqrt{p_{\max}^2 + q_{\max}^2}}{p_a} \right)^n \frac{1}{\left(m + \frac{s}{p_{\max}} - \frac{q_{\max}}{p_{\max}} \right)} \quad (3.56)$$

a , b son parámetros del material obtenidos por regresión.

- Núñez et al. (2004): basados en ensayos triaxiales cíclicos tipo multiescala realizados en Brasil sobre un material basáltico triturado con diferentes granulometrías, desarrollaron ecuaciones que relacionan la deformación permanente inicial (ε_{pi}) y la tasa de deformación constante (TDC) con el esfuerzo desviador (q) y la relación entre el esfuerzo desviador y el de falla (q/σ_{1f}). Estas ecuaciones pueden ser utilizadas para el caso en el cual la magnitud del esfuerzo desviador es tal que el material presenta una tasa de deformación permanente constante.

$$\varepsilon_{pi} = a \exp^{bq} \quad (3.57)$$

$$TDC = c \exp^{dq} \quad (3.58)$$

$$\epsilon_{pi} = f \exp^{\frac{g-q}{\sigma_{1f}}} \quad (3.59)$$

$$TDC = h \exp^{\frac{i-q}{\sigma_{1f}}} \quad (3.60)$$

a, b, c, d, e, f, g son parámetros del material obtenidos por regresión.

- Liu & Carter (2004): en la ecuación (3.61) relacionan la deformación permanente con el incremento en el esfuerzo desviador cíclico (Δq) y el de falla monotónico (q_f). Dependiendo de la trayectoria de esfuerzo descomponen la ecuación (3.61) en la ecuación (3.62).

$$\epsilon_p = a \left(\frac{\Delta q}{q_f - \Delta q} \right) (\log N)^b \quad (3.61)$$

$$\epsilon_p(N) = \epsilon_p(N) \Big|_{OB} - \epsilon_p(N) \Big|_{OC} \quad (3.62)$$

a, b son parámetros del material obtenidos por regresión.

- Uzan (2004): relaciona la deformación permanente axial con la resiliente (ϵ_r) para el mismo N .

$$\log \left(\frac{\epsilon_p}{\epsilon_r} \right) = \left[a_0 + a_1 \left(\frac{\theta + k_1}{p_a} \right) + a_2 \left(\frac{\tau_{oct}}{p_a} \right) \right] + \left[b_0 + b_1 \left(\frac{\theta + k_1}{p_a} \right) + b_2 \left(\frac{\tau_{oct}}{p_a} \right) \right] \log N \quad (3.63)$$

θ es la suma de esfuerzos principales, τ_{oct} es el cortante octaédrico, $p_a=100$ kPa y a_i, b_i, k_i son parámetros obtenidos por regresión.

- Erlingsson & Ingason (2004): desarrollaron una ecuación similar a la de Tseng & Lytton (1989) pero correlacionan las deformaciones resilientes (ϵ_r) con las permanentes (ϵ_p) medidas en laboratorio e in situ (campo) por medio de un HVS.

$$\frac{\epsilon_p^{campo}}{\epsilon_r^{campo}} = \frac{\epsilon_p^{laboratorio}}{\epsilon_r^{laboratorio}} \quad (3.64)$$

$$\epsilon_p^{campo} = \frac{\epsilon_o}{\epsilon_r^{laboratorio}} \exp \left(- \left(\frac{\rho}{N} \right)^\beta \right) \epsilon_r^{campo}$$

ϵ_o, ρ y β son parámetros obtenidos por medio de regresión.

La mayor deficiencia de estas ecuaciones es que sus parámetros en muchos casos no tienen significado físico y son variables de estado del material. Además no son capaces de reproducir la evolución de la rigidez bajo diversas trayectorias de esfuerzo. Incluso algunos modelos (p.e., Barksdale, 1972; Sweere, 1990 y Horny et al., 1993) relacionan solamente la deformación permanente con N y no pueden ser aplicados con alto grado de confianza ya que no toman en cuenta el nivel de esfuerzo aplicado. Hasta el momento, ninguno de los modelos elásticos no lineales y de deformación permanente presentados son capaces de reproducir los rangos de comportamiento que experimentan materiales granulares bajo distintas condiciones de carga (ver Capítulo 3.5). Una amplia oportunidad para la formulación de ecuaciones que simulen el comportamiento real de materiales granulares la ofrecen la estructura de la Elastoplasticidad e Hipoplasticidad (Hicher et al., 1999; Gomes, 2000; Chazallon, 2000; Festag, 2002; Hau et al., 2004).

3.4.3 Síntesis.

El principal factor que influye en la generación de la deformación permanente en materiales granulares es la magnitud de las cargas cíclicas. La deformación permanente en un material granular incrementa proporcionalmente cuando se aumenta la magnitud del esfuerzo cíclico y disminuye con el aumento de la presión de confinamiento. Dependiendo de la amplitud del esfuerzo cíclico las capas granulares experimentan comportamientos diferentes. Si la carga es pequeña el comportamiento es casi totalmente resiliente. Si esta carga es elevada (cerca al valor de falla monotónico) el material exhibe una tasa de deformación permanente constante que puede llevarlo a la falla y existe un nivel de esfuerzo intermedio entre comportamiento estable e inestable de la acumulación de la deformación (ver también Capítulo 3.5). La influencia de la frecuencia de carga sobre el comportamiento elastoplástico de materiales granulares es muy pequeña.

A pesar que el efecto de la historia de carga sobre la deformación permanente ha sido reconocido, muy pocas investigaciones se han concentrado en esta área. Amplia evidencia experimental ha demostrado que cuando la carga cíclica se aumenta gradualmente sobre un material granular la deformación es mucho más pequeña que cuando se aplica directamente la carga más grande.

Un incremento del contenido de agua en materiales granulares genera una disminución notable de su resistencia a la deformación permanente. Un aumento en la densidad del material genera un aumento en la resistencia a la deformación

permanente, pero esta influencia es pequeña (para el caso del rango de densidades encontradas en pavimentos) en comparación con la influencia que tiene la magnitud de las cargas y el contenido de agua.

Materiales con partículas angulares presentan mayor resistencia a la deformación permanente que aquellos con partículas redondeadas. El efecto de la granulometría y contenido de finos no es claro y en muchos casos se presentan resultados contradictorios al reportar su influencia.

Ninguna de las ecuaciones presentadas son capaces de reproducir los estados de comportamiento que experimentan materiales granulares bajo diversas trayectorias de carga cíclica y condiciones del medio. Por lo general las ecuaciones relacionan solamente la deformación permanente con el número de ciclos de carga y/o con la magnitud del esfuerzo sin tener en cuenta la influencia que tienen factores como el contenido de agua, grado de compactación, granulometría del material y el tipo de ensayo.

3.5 APLICACIÓN DEL CONCEPTO SHAKEDOWN EN PAVIMENTOS

3.5.1 Definición del Shakedown.

El concepto del Shakedown fue primeramente presentado por Melan (1936, Citado de Sharp & Booker, 1984). En la literatura de referencia convencionalmente el término "Shakedown" ha sido usado para describir el comportamiento de estructuras bajo cargas cíclicas (Werkmeister et al., 2002) y se menciona además que es la rama de la teoría de la plasticidad la cual trata con la respuesta de estructuras bajo carga cíclicas (Collins et al., 1993; Collins & Boulbibane, 2000). El uso de este concepto en el análisis de pavimentos fue sugerido por primera vez por Sharp (1983) y Sharp & Booker (1984).

En resumen, el concepto sugiere que existen cuatro categorías o estados de respuesta de materiales granulares bajo carga cíclica. Un primer estado llamado "Elastic" en el cual se aplica carga cíclica de muy baja amplitud y la respuesta del material es a presentar deformación resiliente en su totalidad. El segundo estado llamado "Elastic Shakedown", es aquel en el cual se aumenta la amplitud del ciclo de carga y la respuesta es presentar inicialmente deformación permanente finalizando con una respuesta de deformación resiliente en su totalidad. En el tercer estado llamado "Plastic Shakedown", se sigue aumentando la amplitud de carga cíclica y el material experimenta deformaciones permanentes finalizando con un ciclo de histéresis de deformación. Por último, el cuarto estado llamado "Ratchetting", la amplitud de carga cíclica es tan elevada que el material experimenta deformación permanente en el tiempo (Figura 3.56).

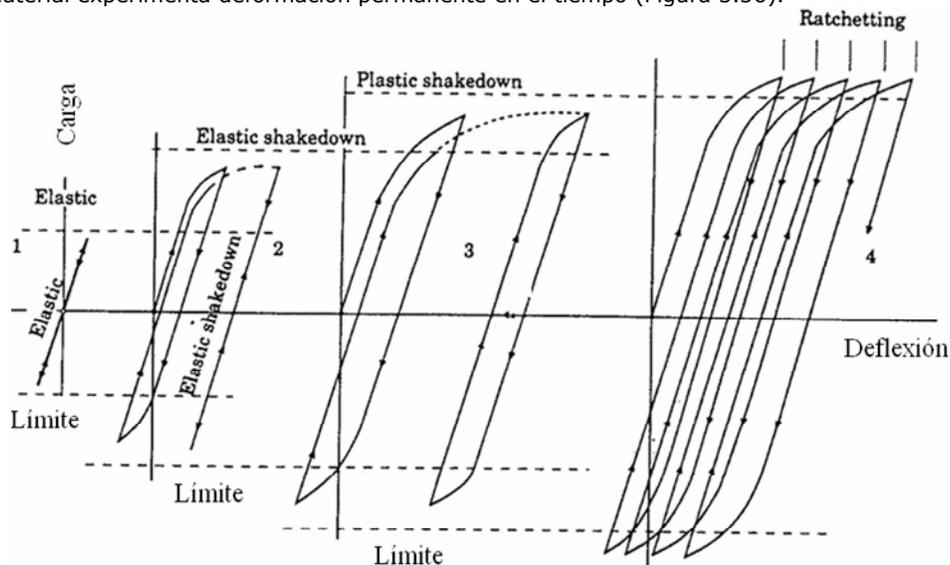


Figura 3.56 Estados límites del Shakedown Johnson, 1986 (Citado de Collins et al., 1993; Werkmeister et al., 2002).

Para el caso de materiales granulares que conforman capas de pavimento, la zona inferior (zona en tensión) observada en la Figura 3.56 no existe, ya que estos materiales no tienen resistencia a la tensión ni experimentan in situ este tipo de esfuerzo.

3.5.2 Aplicación del Shakedown en el diseño de pavimentos

Como ya se mencionó, uno de los principales mecanismos de degradación de pavimentos flexibles es la acumulación de deformación permanente. Dependiendo de la amplitud del esfuerzo cíclico las capas granulares tienen comportamientos diferentes (similares a los observados en la Figura 3.56). En las Figuras 3.57a, b y c se observan tres estados diferentes de comportamiento que se pueden presentar en estos materiales cuando experimentan diversas amplitudes de carga cíclica (Werkmeister et al. 2001, Werkmeister et al., 2002; Werkmeister et al., 2004). Los resultados presentados en las

Figuras 3.57a, b y c obedecen a ensayos triaxiales cíclicos realizados con presión de confinamiento constante ($\sigma_3 = 70, 140, 210$ y 280 kPa) y frecuencia de carga de 5 Hz.

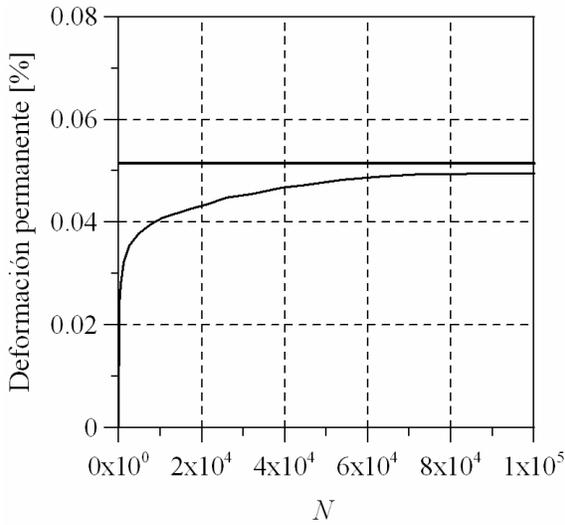


Figura 3.57a Deformación permanente axial vs. Número de ciclos, Granodiorite. $q=35$ kPa, $p=70$ kPa (Werkmeister et al., 2001).

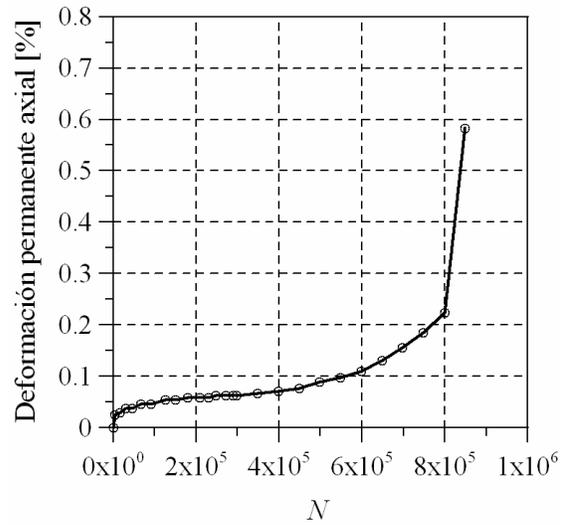


Figura 3.57b Deformación permanente y resiliente axial vs. Número de ciclos, Granodiorite. $q=280$ kPa, $p=140$ kPa (Werkmeister et al., 2004).

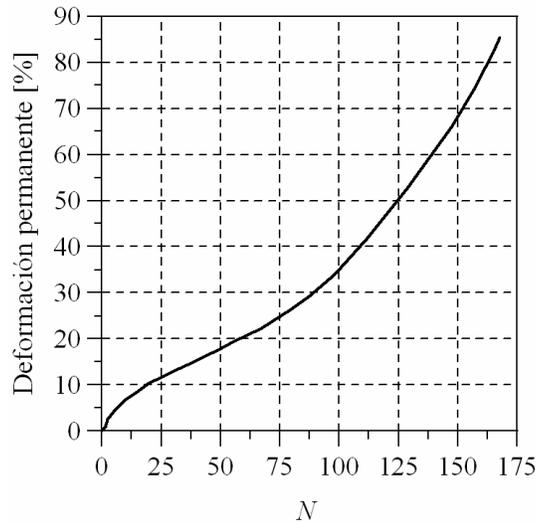


Figura 3.57c Deformación permanente axial vs. Número de ciclos. $q=840$ kPa, $p=140$ kPa (Werkmeister et al., 2004a).

Los tres estados presentados en las Figuras 3.57a, b y c pueden ser representados en una gráfica de tasa de deformación permanente vs. deformación permanente (Figura 3.58).

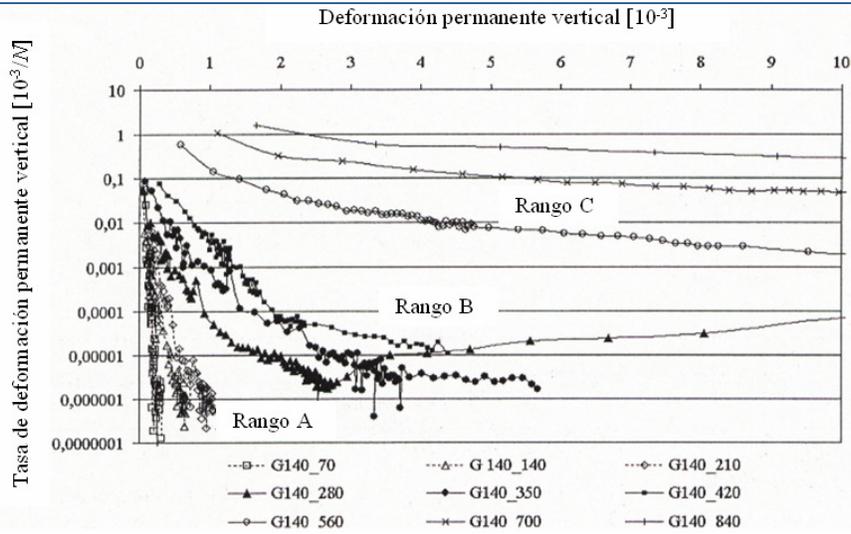


Figura 3.58 Tasa de deformación permanente vs. deformación permanente para diferentes amplitudes de carga cíclica (Werkmeister et al., 2001).

Los Rangos A, B, C de la Figura 3.58 son los estados presentados en las Figuras 3.58a, b y c respectivamente. En el Rango A de la Figura 3.58, la amplitud de carga es tal que la tasa de deformación permanente decrece hasta un valor casi nulo y por lo tanto se puede hablar de un estado en el cual la respuesta tiende a ser elástica. En el Rango B la tasa de deformación disminuye hasta un valor muy pequeño y luego existe un ciclo de carga en el cual la tasa de deformación incrementa hasta llevar al colapso al material. Este mismo rango ha sido reportado por Kolisoja (1998), Theyse (2002) en un HVS y Katzenbach & Festag (2004), y puede observarse en las Figuras 3.59 y 3.60. En el Rango C la amplitud de carga es tan elevada que desde el inicio de su aplicación, el material exhibe una tasa de deformación permanente constante llevándolo al colapso. Estos tres rangos se conocen en la literatura como "Plastic Shakedown", "Plastic Creep" e "Incremental Collapse" respectivamente.

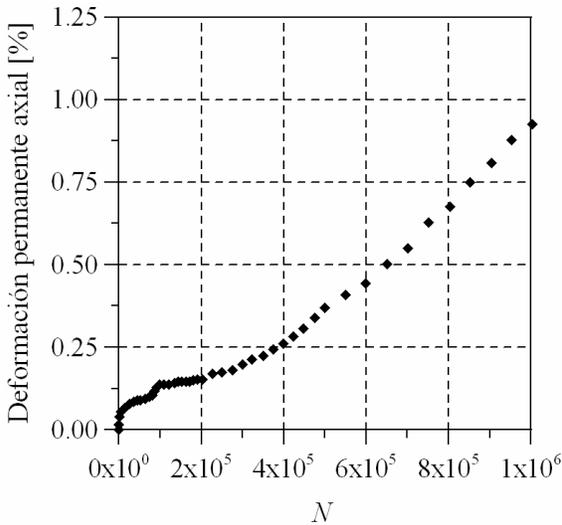


Figura 3.59 Rango B reportado por Kolisoja (1998).

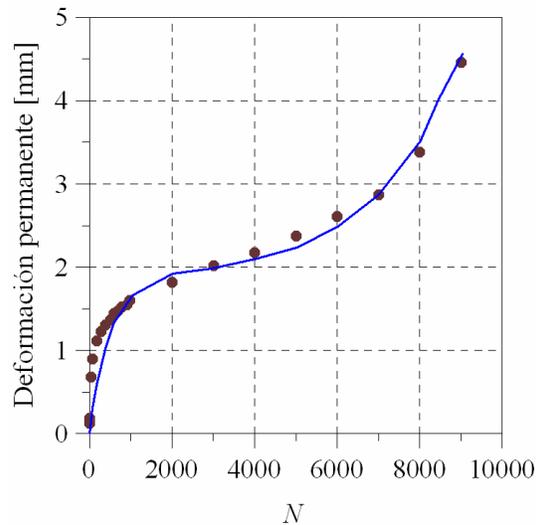


Figura 3.60 Rango B reportado por Theyse (2002) en ensayos con un HVS.

Experimentos y simulaciones numéricas demuestran que los estados totalmente elástico (Elastic) y el "Elastic Shakedown" presentados en la Figura 3.56 nunca son alcanzados para el caso de los niveles de esfuerzo que experimentan capas granulares en pavimentos flexibles (Werkmeister et al., 2001; Werkmeister, 2002; Werkmeister et al., 2002; Wermeister et al., 2004; Alonso-Marroquín & Hermann, 2004; García-Rojo & Hermann, 2004; García-Rojo et al., 2005). Lo que se ha evidenciado a muy bajos niveles de carga, es un estado quasi-elástico en el cual la tasa de deformación es muy pequeña existiendo en estos materiales, una leve disipación de energía y por lo tanto una muy pequeña generación de deformación permanente en los ciclos de carga y descarga (Tatsuoka et al., 1999; Werkmeister et al., 2001; Werkmeister et al., 2002; Wermeister et al., 2004; Alonso-Marroquín et al., 2004; García-Rojo & Hermann, 2004; García-Rojo et al., 2005).

Este concepto es una herramienta que tiene gran aplicabilidad en futuros desarrollos de metodologías de análisis y diseño de pavimentos flexibles. Para propósitos de diseño, el Shakedown puede ser usado con el fin de definir un nivel de

esfuerzo crítico entre condición estable e inestable de acumulación de deformación permanente en un pavimento, y para determinar el máximo nivel de carga asociado con la respuesta resiliente el cual no debe ser excedido (Shakedown limit). El nivel de esfuerzo y por lo tanto la respuesta del material granular en estructuras de pavimentos flexibles bien diseñadas debe estar en el Rango A. Si las capas granulares experimentan niveles de esfuerzo y de respuesta similares a las del Rango B, solo un limitado número de ciclos de carga debe ser permitido en el pavimento. En los métodos de diseño los niveles de esfuerzos y de respuesta similares a los del Rango C no deben ser permitidos. Literatura adicional a la referenciada donde se pueden observar otros resultados experimentales y simulaciones sobre el tema pueden ser consultados en Raad et al. (1989), Wolff & Visser (1994), Arnold et al. (2002), Arnold et al. (2004) y Ravindra & Small (2004).

4. OBJETIVOS DE LA LÍNEA

Mediante el desarrollo de estudios numéricos y experimentales, contribuir a la Ingeniería de Pavimentos colombiana en los siguientes aspectos:

- Identificación y análisis de las variables que más inciden en el comportamiento de materiales granulares cuando son sometidos a sollicitaciones de carga y medio ambiente similares a aquellas encontradas en pavimentos flexibles.
- Desarrollo de modelos constitutivos para la predicción de la respuesta resiliente y de deformación permanente de materiales granulares.
- Profundizar en el entendimiento de los mecanismos de degradación de pavimentos flexibles.

5. ESTRATEGIAS PARA EL DESARROLLO DE LA LÍNEA

5.1 CONVENIOS

Para el desarrollo de los proyectos vinculados a la línea de investigación es necesario establecer convenios de trabajo conjunto con otras disciplinas y grupos de investigación. Algunos de ellos y con los cuales ya se está trabajando en proyectos de investigación en esta área son:

- Grupo CECATA - Pontificia Universidad Javeriana.
- Grupo de Estructuras y Geotecnia (Universidad de Los Andes).
- Instituto de Mecánica de suelos y cimentaciones de la Ruhr – Universität Bochum (Alemania).

Otros identificados y sobre los cuales se deben adelantar gestiones para su vinculación son:

- Facultad de Ingeniería Electrónica y de Telecomunicaciones - Universidad Católica de Colombia.
- Facultad de Ingeniería de Sistemas - Universidad Católica de Colombia.
- SENA (Tecnología Mecánica).

5.2 APOYO POR PARTE DE LA UNIVERSIDAD CATÓLICA DE COLOMBIA

Gestión ante la institución para la financiación de:

- Materiales tales como finos, arena y grava de diversas procedencias.
- Los docentes de tiempo completo pertenecientes a la línea tienen horas de dedicación para cátedra y labores administrativas. Los proyectos de investigación deben ser remunerados por aparte para obtener investigación de calidad y una mayor pertenencia con los proyectos y las labores asignadas.
- Publicación de libros de investigación o de docencia que se generen de los resultados de la línea.
- Reconocimiento de horas cátedra para docentes que dirijan, sean jurados o asesores metodológicamente Trabajos de Grado que tengan vinculación con la línea de investigación.
- En el caso de construcción de prototipos y equipos (los cuales podrían ser patentables): el suministro de herramientas y materiales necesarios.
- Financiación para actualización y participación de docentes en Simposios, Congresos y Seminarios, así como para la publicación de los resultados investigativos en revistas indexadas.
- Creación y organización de un seminario anual para docentes y estudiantes con el fin de divulgar los resultados de los proyectos de investigación.

Como se puede observar, el aporte de la institución sería mínimo (en comparación con el costo total de los proyectos) ya que los ensayos de laboratorio y gran parte del recurso humano serían aportados por otros grupos e instituciones de investigación.

5.3 INVESTIGACIÓN FORMATIVA

- Formulación y desarrollo de proyectos que pueden ser realizados por estudiantes como Trabajo de Grado o Investigación.
- Formación de un semillero de investigación que aporte desarrollos investigativos a la línea.

5.4 DIVULGACIÓN

- Organización y ofrecimiento de seminarios, talleres y otros eventos académicos con docentes de los programas de pregrado y postgrado para apoyar la difusión de los resultados de investigación.
- Inscripción de los resultados de investigación como ponencias en Simposios, Congresos o Seminarios nacionales e internacionales.
- Presentación para evaluación de los resultados de investigación en revistas de indexación nacional e internacional.

6. RESULTADOS ESPERADOS

Al término de tres (3) años se esperan alcanzar las siguientes metas, las cuales servirán como indicadores de gestión y evaluación:

- Desarrollo de al menos tres (3) proyectos de investigación y divulgación de los mismos en eventos académicos de relevancia.
- Presentación de al menos cinco (5) artículos académicos en revistas indexadas nacionales e internacionales.
- Incorporación de jóvenes talentos de la Facultad al grupo de investigación por medio del desarrollo de trabajos de grado o vinculados al semillero de investigación.
- Desarrollo de una semana de investigación en la Facultad para la promoción y fomento de los resultados de investigación.
- Realización de aproximadamente 24 trabajos de investigación formativa con los estudiantes de la Facultad.
- Trabajo conjunto con la Ingeniería Mecánica, Electrónica y de Sistemas en proyectos conjuntos de investigación, así como con otros grupos e instituciones.
- Ayudar a obtener la categoría A al grupo de investigación de Pavimentos y Materiales de Ingeniería reconocido por Colciencias (actualmente está en C) y lograr un posicionamiento académico en los temas de la línea de investigación.

7. CARACTERIZACIÓN DEL GRUPO DE INVESTIGADORES DE LA LÍNEA

La línea de investigación es liderada por el Ing. Hugo Alexander Rondón Quintana y los investigadores vinculados a la línea son los Ingenieros Edgar Rodríguez Rincón y Luís Ángel Moreno Anselmi.

8. GRUPOS, CENTROS O INSTITUTOS DE INVESTIGACIÓN QUE TRABAJAN LA LÍNEA O LÍNEAS SIMILARES

- Universidad de Los Andes.
- Pontificia Universidad Javeriana.
- Ruhr – Universität Bochum (Alemania).
- Dresden University of Technology (Alemania).
- University of Stuttgart (Alemania).
- LCPC, Laboratoire Central des Ponts et Chaussées (Francia).
- University of Limoges (Francia).
- Ecole Centrale Paris (Francia).
- University Bordeaux (Francia).
- University of Nantes (Francia).
- UNOT, University of Nottingham (Inglaterra).
- University of Cambridge (Inglaterra).
- DUT, Delft University of Technology (Holanda).
- American Association of State Highway and Transportation Officials (USA).
- University of Illinois (USA).
- Purdue University (USA).
- US Army Corps of Engineers (USA).
- National Cooperative Highway Research Program – NCHRP (USA).
- Louisiana State University (USA).
- University of Massachusetts (USA).
- University of California at Berkeley (USA).
- University of Minnesota (USA).
- Georgia Institute of Technology (USA).
- University of Missouri (USA).
- Michigan State University (USA).
- Texas A&M University (USA).
- Washington State University (USA).
- University of Oklahoma (USA).
- University of Canterbury (Nueva Zelanda).
- University of Auckland (Nueva Zelanda).
- Secretaría de Comunicaciones y Transportes (SCI) e Instituto Mexicano del Transporte (IMT) (México).
- Centro de Estudios y Experimentación de Obras Públicas – CEDEX (España).
- Technical Research Centre (Finlandia).
- Tampere University of Technology (Finlandia).

- The Swedish Road and Transport Research Institute (Suecia).
- Institute for Research in Construction, National Research Council (Canada).
- Vienna University of Technology (Austria).
- Division of Roads and Transport Technology (Sur África).
- University of Pretoria (Sur África).
- University of Iceland (Islandia).
- National Cheng Kung University (Taiwan).
- Polytechnic Institute of Castelo Branco (Portugal).
- University of Coimbra (Portugal).
- Universidade do Minho (Portugal).
- LNEC, Laboratorio Nacional de Engenharia Civil (Portugal).
- Norwegian University of Science and Technology (Noruega).
- University of Melbourne (Australia).
- Department of Main Roads (Australia).
- University of Sydney (Australia).

9. LISTADO DE PROYECTOS DE INVESTIGACIÓN DE LA LÍNEA

- Comportamiento de materiales granulares Colombianos en pavimentos Flexibles:
 - Diferentes niveles y espectros de carga.
 - Efecto de la compactación.
 - Historia de esfuerzos.
 - Materiales alternativos y de reciclaje.
 - Comparación con especificaciones empíricas.
 - Parcial saturación.
 - Evaluación de modelos numéricos.
 - Evaluación de los parámetros en el tiempo.
 - Comparación del comportamiento dinámico y monotónico.
 - Desarrollo de prototipos y equipos de laboratorio para modelaciones físicas.

REFERENCIAS

- AASHTO – American Association of State Highway and Transportation Officials. *Guide for Design of Pavement Structures*, Washington, D. C., 1986.
- AASHTO – American Association of State Highway and Transportation Officials. *Guide for Design of Pavement Structures*, Washington, D. C., 1993.
- Adu-Osei, A., Little, D. N. & Lytton, R. L. Cross-anisotropic Characterization of Unbound Granular Materials. *Transportation Research Record*, 1757, Transportation Research Board, Washington, D. C., p. 82 – 91, 2001.
- Allen, J. J. & Thompson, M. R. Resilient Response of Granular Materials Subjected to Time-Dependent Lateral Stresses. *Transportation Research Record*, 510, Transportation Research Board, Washington, D. C., p. 1 – 13, 1974.
- Alonso-Marroquín, F., García-Rojo, R. & Herrmann, H. J., Micromechanical Investigation of granular ratcheting. *Proceedings of the International Conference on Cyclic Behavior of Soils and Liquefaction Phenomena*, Bochum (Germany), p. 3 – 9, 2004.
- Alonso-Marroquín, F. & Hermann, H. J. Ratcheting of Granular Materials. *The American Physical Society*. 92:5, 2004.
- Archilla, A. R. & Madanat, S. Estimation of Rutting Models by Combining Data from Different Sources. *Journal of Transportation Engineering*, 127 (5), p. 379 – 389, 2002.
- Arnold, G. K., Dawson, A. R., Hughes, D. A. B. & Robinson, D. The Application of Shakedown Approach to Granular Pavement Layers. *Proceedings of the 9th International Conference on Asphalt Pavements*, Copenhagen, Vol. 1, 2002.
- Arnold, G. K., Dawson, A. R., Robinson, D. Serviceability Design of Granular Pavement Materials. *Proc. of the 6th Int. Conf. Bearing Capacity of Roads, Railways and Airfields*, Vol. 2, p. 957 - 966, 2002.
- Arnold, G., Dawson, A., Hughes, D. & Robinson, D. Deformation Behaviour of Granular Pavements. *Proc., of the 6th International Symposium on Pavements Unbound*. p. 169 – 177, 2004.
- AUSTROADS. Pavement Design – A Guide to the Structural Design of Road Pavement. Austroads, Sydney – Australia. 1992.
- Balay, J., Gomes, C., Jouve, P., Hornych, P. & Paute, J.-L. Mechanical Behaviour of Soils and Unbound Granular Materials, Modelling of Flexible Pavements – Recent Advances. *Proceedings 8th International Conference on Asphalt Pavements*, Seattle, Vol. 1, p. 823 – 842, 1997.
- Balay, J. & Kabré, H. Modelization of Flexible Pavements with César-LCPC FEM Program. *Flexible Pavement*. Ed. Gomes Correia, Balkema, Rotterdam. p. 185 – 192, 1996.
- Barksdale, R. D. Laboratory Evaluation of Rutting in Basecourse Materials. *Proceedings of the 3rd International Conference on Asphalt Pavements*, vol. 1, p. 161-174, 1972.
- Barksdale, R. D. Performance of Crushed-Stone Base Courses. *Transportation Research Record*, 954, Transportation Research Board, Washington, D. C., p. 78 – 87, 1984.
- Barksdale, R. D. & Hicks, R. G. Evaluation of Materials for Granular Base Courses. *3rd Interamerican Conference on Materials – Technology*, Brazil, p. 134 – 143, 1973.

- Barksdale, R. D. & Hicks, R. G. Material Characterization and Layered Theory for use in Fatigue Analysis. *HRB Special Report*, 140, p. 20 – 48, 1973.
- Barksdale, R. D. & Itani, S. Y. Influence of Aggregate Shape on Base Behaviour. *Transportation Research Record*, 1227, Transportation Research Board, Washington, D. C., p. 173 – 182, 1989.
- Bauer, E. Calibration of Comprehensive Hypoplastic Model for Granular Materials. *Soils and Foundations*, 36(1):13-26, 1996.
- Bauer, E. Conditions for Embedding Casagrande's Critical States into Hypoplasticity. *Mechanics of Cohesive Frictional Materials*, 5:125 – 148, 2000.
- Bonaquist, R. Summary of Pavement Performance Test Using the Accelerated Loading Facility, 1986 – 1990. *Transportation Research Record*, 1354, Transportation Research Board, Washington, D. C., p. 74 – 85, 1992.
- Boyce, H. R. A Non-linear Model for the Elastic Behaviour of Granular Materials Under Repeated Loading. *Proceedings International Symposium on Soils under Cyclic and Transient Loading*, Swansea, U.K., vol. 1, p. 285-294, 1980.
- Boyce, J. R. The Behaviour of a Granular Material under Repeated Loading. Ph. D., Thesis, University of Nottingham, 1976.
- Braja, Das. *Principles of Soil Dynamics*, p. 570, 1993.
- Brown, S. F. Repeated Load Testing of a Granular Material. *Journal of the Geotechnical Engineering Division*, Vol. 100, No. 7, p. 825 – 841, 1974.
- Brown, S. F. Soil Mechanics in Pavement Engineering. *The 36th Rankine Lecture of the British Geotechnical Society, Géotechnique* 46, No. 3, p. 383 - 426. 1996.
- Brown, S. F. Accelerated Pavement Testing in Highway Engineering. *Proceedings of the Institution of Civil Engineers. Transport* 157, Issue TR3, p. 173-180, 2004.
- Brown, S. F & Hyde, A. F. L. Significance of Cyclic Confining Stress in Repeated-load Triaxial Testing of Granular Material. *Transportation Research Record*, 537, Transportation Research Board, Washington, D. C., p. 49 - 58, 1975.
- Brown, S. F. & O'Reilly, M. P. The Relationship between California Bearing Ratio and Elastic Stiffness for Compacted Clays. *Ground Engineering*, p. 27-31, 1990.
- Brown, S. F. & Pappin, J. W. Analysis of Pavements with Granular Bases. *Transportation Research Record*, 810, Transportation Research Board, Washington, D. C., p. 17 – 23, 1981.
- Brown, S. F. & Pell, P. S. An Experimental Investigation of the Stresses, Strains and Deflections in a Layered Pavement Structure Subjected to Dynamic Loads. *Proc., 2nd Int. Conf. Struct. Des. of Asphalt Pavements*, 487-504. 1967.
- Brown, S. F. & Selig, E. T. The Design of Pavement and Rail Track Foundations. *Cyclic Loading of Soils*, Capítulo 6, p. 249 – 305, 1991.
- Bühler, M. M. Experimental and Numerical Investigation of Soil-Foundation-Structure Interaction during Monotonic, Alternating and Dynamic Loading. Ph. D., Thesis, Schriftenreihe des Institutes für Bodenmechanik und Felsmechanik der Universität Fridericiana in Karlsruhe, Issue 166, 2006.
- Caicedo, B. Comportamiento de las Capas de Pavimento Mediante un Aparato Triaxial Cíclico. p. 47 – 65, 1994.
- Chan, F. W. K. Permanent Deformation Resistance of Granular Layers in Pavements. Ph. D. Thesis, Universidad de Nottingham (Inglaterra), 1990.
- Chan, F. W. K. & Brown, S. F. Significance of Principal Stress Rotation in Pavements. *XIII ICSMFE*, New Delhi, India, p. 1823 – 1826, 1994.
- Chazallon, C. An Elastoplastic Model with Kinematic Hardening for Unbound Aggregates in Roads, *Unbound Aggregates in Road Construction – UNBAR 5*, Dawson editor, Balkema, Rotterdam, pp 265 – 270, 2000.
- Chen, J.-S., Lin, C.-H, Stein, E. & Hothan, J. Development of a Mechanistic-Empirical Model to Characterize Rutting in Flexible Pavements. *Journal of Transportation Engineering*, Vol. 130, No. 4, p. 519-525, 2004.
- Cheung, L. W. & Dawson, A. R. Effects of Particle and Mix Characteristics on Performance of Some Granular Materials. *Transportation Research Record*, 1787, Transportation Research Board, Washington, D. C., p. 90 – 98, 2002.
- Collins, I. F., Wang, A. P. & Saunders, L. R. Shakedown Theory and the Design of Unbound Pavements. *Road & Transportation Research*, 2:4, p. 29-38, 1993.
- Collins, I. F. & Boulbibane, M. Geomechanical Analysis of Unbound Pavements Based on Shakedown Theory. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, Vol. 126, p. 50 – 59, 2000.
- Collop, A. C., Cebon, D. & Hardy, M. S. A. Viscoelastic Approach to Rutting in Flexible Pavements. *Journal of Transportation Engineering*, 121 (1), p. 82 – 93, 1995.
- Coronado, O., Fleureau, J.-M., Gomes Correia, A. & Caicedo, B. Influence of Suction on the Properties of two Granular Road Materials. *7th International Conference on the Bearing Capacity of Roads, Railways and Airfields*, Norway, 2005.
- COST 337 - Unbound Granular Materials for Road Pavements, *Final Report of the Action. Luxembourg: Office for Official Publications of the European Communities*, 2000.
- CSRA (Committee of State Road Authorities). *TRH 14: Guidelines for Road Construction Materials*. Pretoria, South Africa, 1985.
- Cudmani, R. Aspectos fundamentales del comportamiento de suelos desde una perspectiva histórica y su modelación a través de relaciones constitutivas Hipoplásticas. Instituto de Mecánica de Suelos y Mecánica de Rocas. Universidad de Karlsruhe (Alemania). (No publicado).
- Cudmani, R. Modelación numérica de estructuras geotécnicas y taludes durante terremotos de gran magnitud. *X Congreso y Seminario Colombianos de Geotecnia*, Colombia, 2004.
- Cudmani, R. O. Statische, alternierende und dynamische Penetration in nichtbindigen Böden. Ph. D., Tesis, Schriftenreihe des Institutes für Bodenmechanik und Felsmechanik der Universität Fridericiana in Karlsruhe, Issue 152, 2001.
- Cundall, P. A. BALL – A Program to Model Granular Media Using the Distinc Element Method. *Technical Note, Advanced Technology Group, Dames & Moore*, London, 1978.
- Cundall, P. A. & Strack, O. D. L. A Discrete Numerical Model for Granular Assemblies. *Géotechnique*, 29 (1), p. 47 – 65, 1979.
- Dawson A R, Introduction to Soils and Granular Materials. *Lecture Notes from Residential Course, Bituminous Pavements - Materials, Design and Evaluation*, Department of Civil Engineering, University of Nottingham, 1990.

- Dawson, A. R. Cumulative Damage and its Applicability to Low Volume Road Pavements. *Internationales Kolloquium Prüfung, Bewertung und Bemessung von Straßenbefestigungen*, Technische Universität Dresden, April 3-4, 2003.
- Dawson, A. R., Mundy, M. J. & Huhtala, M. European Research into Granular Material for Pavement Bases and Subbases. *Transportation Research Record*, 1721, Transportation Research Board, Washington, D. C., p. 91-99, 2000.
- Dawson, A. R., Paute, J. L. & Thom, N. H. Mechanical Characteristics of Unbound Granular Materials as a Function of Condition. *Flexible Pavement*. Ed. Gomes Correia, Balkema, Rotterdam. p. 35 - 44, 1996.
- DMRB - Design Manual for Roads and Bridges, HMSO, Vol 7, HD 25/94, part 2, *Foundations*. 1994.
- Dunlap, W. A. A Report on a Mathematical Model Describing the Deformation Characteristics of Granular Materials. *Tech. Rep. No. 1, Proj. 2-8-62-27*, Texas Transp. Inst., Texas A&M University, College Station, Tex. 1963.
- DIN 18 126 - Bestimmung der Dichte nichtbindiger Böden bei lockerster und dichtester Lagerung. 1990.
- DIN 18 137 - Bestimmung der Scherfestigkeit. 1990.
- Dunlap, W. A. A Report on a Mathematical Model Describing the Deformation Characteristics of Granular Materials. *Tech. Rep. No. 1, Proj. 2-8-62-27, Texas Transp. Inst., Texas A&M University, College Station, Tex*, 1963.
- Ekdahl, P., Hansson, J., Huvstig, A. & Thorén, H. Test of the Influence from Mica and LWA on Permanent Deformations and Calculation of the Elastic and Permanent Response under HVS Testing. *Proc., of the 6th International Symposium on Pavements Unbound*, p. 107 - 114, 2004.
- El abd, A., Hornysh, P., Breyse, D., Denis, A. & Chazallon, C. A Simplified Method of Prediction of Permanent Deformations of Unbound Pavement Layers. *Proc., of the 6th International Symposium on Pavements Unbound*, p. 179 - 189, 2004.
- Elliott, R. P. & David, L. Improved Characterization Model for Granular Bases. *Transportation Research Record*, 1227, Transportation Research Board, Washington, D. C., p. 128 - 133, 1989.
- Erlingsson, S. Mechanistic Pavement Design Methods - A Road to Better Understanding of Pavement Performance. *Via Nordica 2004 - NRA's 19th Road Congress*, C8: Berekraftige vegkonstruksjonar, 8 p., 2004.
- Erlingsson, S. & Ingason, T. Performance of Two Thin Pavement Structures During Accelerated Pavement Testing Using a Heavy Vehicle Simulator. 2nd International Conferences on Accelerated Pavement Testing, University of Minnesota, 19 p., 2004.
- Festag, G. Experimental Investigations on Sand Under Cyclic Loading. *Constitutive and Centrifuge Modelling: Two Extremes*, Ed.: Springman, Swets & Zeitlinger, 269-275, 2002.
- Fellin, W. Hypoplasticity for Beginners. 2002. (No publicado).
- Flexible pavements. *Proceedings of the European Symposium Euroflex 1993*, Lisbon (Portugal). Ed. Gomes Correia, 1996.
- Freeme, C. R. & Servas, V. Advances in Pavement Design and Rehabilitation. *Accelerated Testing of Pavements*, CSIR - Pretoria, 1985.
- Galjaard, P. J., Paute, J.-L. & Dawson, A. R. Comparison and Performance of Repeated Load Triaxial Test Equipment for Unbound Granular Materials. *Flexible Pavement*. Ed. Gomes Correia, Balkema, Rotterdam. p. 7 - 21, 1996.
- Gandara, J. A. & Nazarian, S. Characterization of Rutting Potential of Texas Bases Through Laboratory and Small Scale Tests. *TRB 85th Annual Meeting of the Transportation Research Board*, Washington D. C., 15 p., 2006.
- García-Rojo, R., Alonso-Marroquín, F. & Hermann, H. J. Characterization of the Material Response in the Granular Ratcheting. *Institute for Computer Applications 1*, University of Stuttgart (Germany), 2005.
- García-Rojo, R. & Hermann, H. J. Shakedown of Unbound Granular Material. *Institute for Computer Applications 1*, University of Stuttgart (Germany), 2004.
- Garg N. & Thompson M. R. Triaxial Characterization of Minnesota Road Research Project Granular Materials. *Transportation Research Record*, 1577, Transportation Research Board, Washington, D. C., p. 27 - 36, 1997.
- Garnica, P. A. & Gómez, L. J. Deformaciones Permanentes en Materiales Granulares para la Sección Estructural de Carreteras. *Publicación Técnica No. 176, Secretaría de Comunicaciones y Transportes (SCI) - Instituto Mexicano del Transporte (IMT)*. Sanfandila, México. 2001.
- Garnica, P. A., Gómez, L. J. & Sesma, M. J. Mecánica de Materiales para Pavimentos. *Publicación Técnica No. 197, Secretaría de Comunicaciones y Transportes (SCI) - Instituto Mexicano del Transporte (IMT)*. Sanfandila, México. 2002.
- Garnica, P. A., Pérez, G. N. & Gomes, L. A. Módulo de Resiliencia en Suelos Finos y Materiales Granulares. *Publicación Técnica No. 142, Secretaría de Comunicaciones y Transportes (SCI) - Instituto Mexicano del Transporte (IMT)*. Sanfandila, México. 2001.
- Ge, Y. N., Jacobson, L., Runesson, K., & Sture, S. Cyclic Behavior and Elastic Shakedown of Coarsed-Sized Granular Materials. *14th ASCE Engineering Mechanics Conference*, Austin, TX, May 21 - 24, 2000.
- Gidel, G., Breyse, D. & Denis, A. Modeling the Unbound Granular Material Long Term Behavior. *15th ASCE Engineering Mechanics Conference*, Columbia University, New York, 2002.
- Gidel, G., Hornysh, P., Chauvin, J., Breyse, D. & Denis, A. A New Approach for Investigating the Permanent Deformation Behavior of Unbound Granular Material Using the Repeated Load Triaxial Apparatus. *Bulletin Des Laboratoires Des Ponts et Chaussées*. p. 5-21, 2001.
- Gleitz, T. Contribution to the Mathematical Determination of the Stress-Strain Behaviour of Unbound Structural Layers by Means of Triaxial Tests. *Flexible Pavement*. Ed. Gomes Correia, Balkema, Rotterdam. p. 273 - 279, 1996.
- Gomes Correia, A. Modelling Unbound Granular Materials. Recommendations for Pavement Design. Technical University of Lisbon - IST, 2000.
- Gomes Correia, A. & Gillett, S. A Large Triaxial Apparatus for the Study of Granular Materials under Repeated Loading Used at LNEC. *Flexible Pavement*. Ed. Gomes Correia, Balkema, Rotterdam. p. 45 - 51, 1996.
- Gomes Correia, A., Hornysh, P. & Akou, Y. Review of Models and Modelling of Unbound Granular Materials. *Unbound Granular Materials - Laboratory testing, In-situ testing and modelling*, Gomes Correia, A. (Ed.), A.A. Balkema, Rotterdam, p. 3-15, 1999.
- Gudehus, G. A Comparison of some Constitutive Laws for Soils under Radially Symmetric Loading and Unloading. *Proc. 3rd. Int. Conf. Num. Meth. Geomech.*, Aachen, (ed.), Balkema, p. 1309-1324, 1979.

- Gudehus, G. A Comprehensive Constitutive Equation for Granular Materials. *Soils and Foundations*, 36(1):1-12, 1996.
- Guezouli, S., Elhannani, M. & Jouve, P. NOEL: A Non Linear Finite Element Code for Road Pavement Analysis. *Flexible Pavements*, Ed. Gomes Correia, Balkema, Rotterdam. 193 – 200, 1996.
- Habiballah, T. & Chazallon, C. An Elastoplastic Model Based on the Shakedown Concept for Flexible Pavements Unbound Granular Materials. *Int. J. Numer. Anal. Meth. Geomech.*, 29:577–596, 2005.
- Habiballah, T., Chazallon, C. & Hornych, P. Simplified Model Based on the Shakedown Theory for Flexible Pavements. *Proc. of the 6th International Symposium on Pavements Unbound*, p. 191 – 198, 2004.
- Hau, K. W., McDowell, G. R., Zhang, G. P. & Brown, S. F. The Application of a Three-Surface Kinematic Hardening Model to Repeated Loading of Thinly Surfaced Pavements. *Granular Matter*, 7, p. 145 – 156, 2005.
- Herle, I. Granulometric Limits of Hypoplastic Models. Institute of Theoretical and Applied Mechanics, Czech Academy of Sciences, Prosecká, Task Quarterly, *Scientific Bulletin of Academic Computer Centre in Gdansk*, 4 [3] 389-408, 2000.
- Herle, I. Hypoplastizität und Granulometrie einfacher Korngerüste. Ph. D., Thesis, Schriftenreihe des Institutes für Bodenmechanik und Felsmechanik der Universität Fridericana in Karlsruhe, Issue 142, 1997.
- Herle, I. & Gudehus, G. Determination of Parameters of a Hypoplastic Constitutive Model from Properties of Grain Assemblies. *Mechanics of Cohesive frictional Materials*, 4(5), p. 461-486, 1999.
- Heukelom, W. & Foster, C. R. Dynamic Testing of Pavements. *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, ASCE*, Vol. 86, No. SM1, p. 1-28, 1960.
- Heukelom, W. & Klomp, A. J. G. Dynamic Testing as a Means of Controlling Pavements During and After Construction. *Proc. of 1st International Conference on Structural Design of Asphalt Pavements*. 1962.
- Heydinger, A. G., Xie, Q., Randolph, B. W. & Gupta, J. D. Analysis of Resilient Modulus of Dense- and Open-Graded Aggregates. *Transportation Research Record*, 1547, Transportation Research Board, Washington, D. C., p. 1 – 6, 1996.
- Hicher, P.-Y & Chang, C. S. Anisotropic Nonlinear Elastic Model for Particulate Materials. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, Vol. 132, No. 8, p. 1052 – 1061, 2006.
- Hicher, P., Daouadji, A. & Fedghouche, D. Elastoplastic Modelling of the Cyclic Behaviour of Granular Materials. *Unbound Granular Materials – Laboratory testing, In-situ testing and modelling*, Gomes Correia, A. (Ed.), A.A. Balkema, Rotterdam, p. 161-168, 1999.
- Hicks, R. G., & Monismith, C. L. Factors Influencing the Resilient Properties of Granular Materials. *Hwy. Res. Rec.* 345, 15–31, 1971.
- Hicks, R. G. & Monismith, C. L. Prediction of the Resilient Response of Pavements Containing Granular Layers Using Non-linear Elastic Theory. *Proceedings of the 3rd International Conference on Asphalt Pavements*, Vol. 1, p. 410-429, 1972.
- Hoff, I. & Nordal, R. S. Constitutive Model for Unbound Granular Materials Based in Hyperelasticity. *Unbound Granular Materials – Laboratory Testing, In-situ Testing and Modelling*, Gomes Correia editor, Balkema, Rotterdam, pp. 187-196, 1999.
- Holubec, I. Cyclic Creep of Granular Materials. Department of Highways, Ontario, Report No. RR147, 1969.
- Hoque, E. & Tatsuoka, F. Anisotropy in Elastic Deformation of Granular Materials. *Soils and Foundations*, Vol. 38, No. 1, p. 163-179, 1998.
- Hoque, E., Tatsuoka, F. & Sato, T. Measuring Anisotropic Elastic Properties of Sand Using a Large Triaxial Specimen. *Geotechnical Testing Journal*, GTJODJ, Vol. 19, No. 4, p. 411-420, 1996.
- Hornych, P., Corté, J.-F. & Paute, J.-L. Étude des Déformations Permanentes Sous Chargements Répétés de Trois Graves non Traitées. *Bulletin de Liaison des Laboratoires des Ponts et Chaussées*, 184, p. 77 – 84, 1993.
- Hornych, P., Kazai, A. & Piau, J.-M. Study of the Resilient Behaviour of Unbound Granular Materials. *Proc. BCRA'98, Trondheim*, Nordal & Refsdal editor's, vol. 3, pp. 1277-1287, 1998.
- Hornych, P., Kasai, A. & Quibel, A. Modelling of Full Scale Experiment of Two Flexible Pavement Structures. *International Symposium on Unbound Aggregates in Roads*. 359-367, 2000.
- Hudson, S. W. & Seeds, S. B. Evaluation of Increased Pavement Loading and Tire Pressures. *Transportation Research Record*, 1207, Transportation Research Board, Washington, D. C., p. 197 – 206, 1988.
- Huurman M, Permanent deformation in concrete block pavements. Ph. D., Thesis, Delft University of Technology, 1997.
- Hyde, A. F. L. Repeated Load Triaxial Testing of Soils. Ph. D., Thesis, University of Nottingham, 1974.
- Indraratna, B., Lackenby, J. & Christie, D. Effect of Confining Pressure on the Degradation of Ballast under Cyclic Loading. *Géotechnique*, Vol. 55, p. 325 – 328, 2005.
- IDEAM - Instituto de Hidrología, Meteorología y Estudios Ambientales de Colombia. Primera Comunicación Nacional ante la Convención Marco de las Naciones Unidas sobre el Cambio Climático. Bogotá D.C., 2001.
- IDU - Instituto de Desarrollo Urbano & Universidad de Los Andes. Manual de Diseño de Pavimentos para Bogotá. Bogotá D.C., Colombia. 2002.
- Ingason, T., Wiman, L. G. & Haraldsson, H. HVS – Testing of Iceland Low Volume Road Structures. ISAP – 9th International Conference on Design of Asphalt Pavements, 13 p., 2002.
- INVIAS - Instituto Nacional de Vías. Especificaciones Generales para Construcción de Carreteras. Bogotá D.C., Colombia. 2002.
- INVIAS - Instituto Nacional de Vías. Manual de Diseño de Pavimentos Asfálticos en vías con Bajos, Medios y Altos volúmenes de Tránsito. Bogotá D.C., Colombia. 2002.
- INVIAS - Instituto Nacional de Vías. Normas de Ensayos de Materiales para Carreteras. Bogotá D.C., Colombia. 2002.
- Janoo, V. C. & Bayer II, J. J. The Effect of Aggregate Angularity on Base Course Performance. *Technical Report ERDC/CRREL TR.01-12, Vermont Agency of Transportation, US Army Corps of Engineers*, 31 p., 2001.
- Janoo, V., Bayer, J. J. & Benda, C. C. Effect of Aggregate Angularity on Base Material Properties. *Journal of Material in Civil Engineering*, Vol. 16, No. 6, p. 614-622, 2004.
- Jian-Shiuh, C., Chih-Hsien, L., Erwin, S. & Jürgen, H. Development of a Mechanistic-Empirical Model to Characterize Rutting in Flexible Pavements. *Journal of Transportation Engineering*, Vol. 130, p. 519 – 525, 2004.

- Jouve, P. & Elhannani, M. Application des modèles non linéaires au calcul des chaussées souples. *International Bulletin de liaison des Laboratoires des Ponts et Chaussées*, No. 190, Paris, pp. 39-55, 1994.
- Jouve, P. & Guezouli, S. Comparison and Harmonized Development of Some Finite Element Programs. *Flexible Pavement*. Ed. Gomes Correia, Balkema, Rotterdam. p. 147 – 163, 1996.
- Jouve, P. & Guezouli, S. Evolution and Recommendations for Finite Element Programs. *Flexible Pavement*. Ed. Gomes Correia, Balkema, Rotterdam. p. 165 – 169, 1996a.
- Kalchegg, I. V. & Hicks, R. G. A Test Procedure for Determining the Resilient Properties of Granular Materials. *Journal of Testing and Evaluation, JTEVA*, Vol. 1, No. 6, p. 472 – 479, 1973.
- Kamal, M. A., Dawson, A. R., Farouki, O. T., Hughes, D. A. B. & Sha'at, A. A. Field and Laboratory Evaluation of the Mechanical Behavior of Unbound Granular Materials in Pavements. *Transportation Research Record*, 1406, Transportation Research Board, Washington, D. C., p. 88 – 97, 1993.
- Kancherla, A. Resilient Modulus and Permanent Deformation Testing of Unbound Granular Materials. M. Sc. Thesis, Texas A&M University, 147p., 2004.
- Kandhal, P. S. & Cross, S. A. A National Study of Rutting in Hot Mix Asphalt (HMA) Pavements. *NCAT Report 93 – 1, National Center of Asphalt Technology*, 46 p., 1992.
- Karasahin, M., Darson, A. R. & Holden, J. T. Applicability of Resilient Constitutive Models of Granular Materials for Unbound Base Layers. *Transportation Research Record*, 1406, Transportation Research Board, Washington, D. C., p. 98 – 107, 1993.
- Katzenbach, R. & Festag, G. Material Behaviour of Dry Sand under Cyclic Loading. *Cyclic Behaviour of Soils and Liquefaction Phenomena, Proc. of CBS04*, Bochum. p. 153 – 158, 2004.
- Khedr, S. Deformation Characteristics of Granular Base Course in Flexible Pavements. *Transportation Research Record*, 1043, Transportation Research Board, Washington, D. C., p. 131 – 138, 1985.
- Khogali, W. E. I. & Zeghal, M. A Comprehensive System for Characterising Granular Materials: Providing Material Input for Pavement Design. *Annual Conference of the Transportation Association of Canada*, 12 p., 2003.
- Khogali, W. E. I. & Zeghal, M. On the Resilient Behaviour of Unbound Aggregates. *Unbound Aggregates in Road Construction*, Nottingham, England, p. 29-34, 2000.
- Kim, O.-K. & Bell, C. A. Measurement and Analysis of Truck Tire Pressures in Oregon. *Transportation Research Record*, 1207, Transportation Research Board, Washington D. C., p. 100 – 110, 1988.
- Kim, Sung-Hee. Determination of Aggregate Physical Properties and its Effect on Cross-Anisotropic Behavior of Unbound Aggregate Materials. Ph. D., Thesis, Texas A&M University, 243 p., 2004.
- Kim, Sung-Hee; Little, Dallas N. & Masad, Eyad. Simple Methods to Estimate Inherent and Stress-Induced Anisotropy of Aggregate Base. *Transportation Research Record*, 1913, Transportation Research Board, Washington D. C., p. 24 – 31, 2005.
- Kokusho, T., Hara, T. & Hiraoka, R. Undrained Shear Strength of Granular Soils with Different Particle Gradations. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, ASCE, 130 (6), p., 621 – 629, 2004.
- Kolisjoja, P. Large Scale Dynamic Triaxial Tests III. Tampere University of Technology, 1998.
- Kolisjoja, P. Resilient Deformation Characteristics of Granular Materials. Ph. D., Thesis, Tampere University of Technology, 1997.
- Kolisjoja, P., Saarenketo, T., Peltoniemi, H. & Vuorimies, N. Laboratory Testing of Suction and Deformation Properties of Base Course Aggregates. *Transportation Research Record*, 1787, Transportation Research Board, Washington D. C., p. 83 – 89, 2002.
- Kolymbas, D. Introduction to Hypoplasticity. University of Innsbruck, Institute of Geotechnics and Tunnelling. 2000.
- Kolymbas, D., Herle, I & Wolfersdorff, P.-A. Hypoplastic Constitutive Equation with Internal Variables. *International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics*. 19:415-436. 1995.
- Krutz, N. C. & Stroup-Gardiner, M. Relationship Between Permanent Deformation of Asphalt Concrete and Moisture Sensitivity. *Transportation Research Record*, 1259, Transportation Research Board, Washington D. C., p. 169 – 177, 1990.
- Kumar, P., Chandra, S. & Vishal, R. Comparative Study of Different Subbase Materials. *Journal of Materials in Civil Engineering*, Vol. 18, No. 4, p. 576-580, 2006.
- Lashine, A. K., Brown, S. F. & Pell, P. S. Dynamic Properties of Soils. Department of Civil Engineering, University of Nottingham (England), 1971.
- Lee, W., Bohra, N. C., Altschaefel, A. G. & White, T. D. Resilient Modulus of Cohesive Soils and the Effect of Freeze-Thaw. *Canadian Geotechnical Journal*, Vol. 32, No. 4, p. 559-568, 1995.
- Lekarp, F. & Dawson, A. Analysis of Permanent Deformation Behaviour of Unbound Granular Materials. *International Symposium on Thin Pavements, Surface Treatments, Unbound Roads*, Canadá, 1997.
- Lekarp, F. & Isacsson, U. The Effects of Grading Scale on Repeated Load Triaxial Test Results. *International Journal of Pavement Engineering*, Vol. 2, p. 85 - 101, 2001.
- Lekarp, F., Ulf, I. & Dawson, A. R. State of the art. I: Resilient Response of Unbound Aggregates. *Journal of Transportation Engineering*. 126:1, p. 66-75, 2000.
- Lekarp, F., Ulf, I. & Dawson, A. R. State of the art. II: Permanent Strain Response of Unbound Aggregates. *Journal of Transportation Engineering*. 126:1, p. 76-83, 2000.
- Lekarp, F., Richardson, I. R. & Dawson, A. Influences on Permanent Deformation Behavior of Unbound Granular Materials. *Transportation Research Record*, 1547, Transportation Research Board, Washington D. C., p. 68-75, 1996.
- Lentz, R. W. & Baladi, G. Y. A Simplified Procedure to Characterize Permanent Strain in Sand Subjected to Cyclic Loading; *International Symposium on Soils under Cyclic and Transient Loading*, Swansea; Balkema Publishers; Rotterdam, the Netherlands. 1980.
- Libreros Bertini, A. B. Hypo- und viskohypoplastische Modellierung von Kriech- und Rutschbewegungen, besonders infolge Starkbeben. Ph. D., Thesis, Schriftenreihe des Institutes für Bodenmechanik und Felsmechanik der Universität Fridericiana in Karlsruhe, Issue 165, 2006.

- Lister, N. W. The Transient and Long Term Performance of Pavements in Relation to Temperature.' *Proc. 3rd. Int. Conf. on Structural Design of Asphalt Pavements*, University of Michigan, Ann Arbor, 1972.
- Little, P. H. The Design of Unsurfaced Roads Using Geosynthetics. *Ph. D. Thesis*, Department of Civil Engineering, University of Nottingham, 1993.
- Liu M. D. & Carter, J. P. Application of a New Definition for the Number of Cycles of Loading. *Cyclic Behaviour of Soils and Liquefaction Phenomena, Proc. of CBS04*, Bochum. p. 57 – 63, 2004.
- Lowery, M. & Zeghal, M. Effect of Particle Stiffnesses on the Resilient Behaviour of Aggregate Materials. *19th Canadian Congress of Applied Mechanics – CANCAM*, p. 302 – 303, 2003.
- Luzia, R. C. & Picado – Santos, L. Study of the Unbound Crushed Materials Behavior in Road Pavements. *Cyclic Behaviour of Soils and Liquefaction Phenomena, Proc. of CBS04*, Bochum. p. 167 – 172, 2004.
- Magnusdottir, B. & Erlingsson, S. Repeated Load Triaxial Testing for Quality Assessment of Unbound Granular Base Course Material. *Proceedings, 9th Nordic Aggregate Research Conference*, Reykjavik, Iceland, 5 p., 2002.
- Maree, J. H., van Zyl, N. J. W. & Freeme, C. R. Effective Moduli and Stress Dependence of Pavement Materials as Measured in Some Heavy Vehicle Simulator Tests. *Transportation Research Record*, 852, Transportation Research Board, Washington D. C., p. 52 – 60, 1982.
- Masad, S., Little, D. & Masad, E. Analysis of Flexible Pavement Response and Performance Using Isotropic and Anisotropic Material Properties. *Journal of Transportation Engineering*, Vol. 132, No. 4, p. 342 – 349, 2006.
- May, R. W. & Witczak, M. W. Effective Granular Modulus to Model Pavement Responses. *Transportation Research Record*, 810, Transportation Research Board, Washington D. C., p. 1 – 9, 1981.
- Metcalfe, J. B. Application of Full-Scale Accelerated Pavement Testing. *Transportation Research Board*, Washington D.C., NCHRP, Synthesis of Highway Practice 235, 1996.
- Middleton, D. R., Roberts, F. L. & Chira-Chavala, T. Measurement and Analysis of Truck Tire Pressures on Texas Highways. *Transportation Research Record*, 1070, Transportation Research Board, Washington D. C., p. 1 – 8, 1986.
- Mintransporte - Ministerio de Transporte, Oficina de Planeación. Diagnóstico del Sector Transporte. Bogotá D. C., Colombia, 2006.
- Mintransporte - Ministerio de Transporte, Oficina de Planeación. El Transporte en Cifras. Bogotá D. C., Colombia, 2004.
- Mintransporte - Ministerio de Transporte, Oficina de Planeación. Parque Automotor de Transporte de Carga en Colombia. Bogotá D. C., Colombia, 2000.
- Ministerio de Transporte, Instituto Nacional de Vías – INVIAS & Centro de Investigaciones en Materiales y Obras Civiles de la Universidad de Los Andes – CIMOC. Evaluación del Efecto del Incremento en los Pesos Brutos de los Camiones C2 y C3 en la Vida Útil de las Vías de la Red Vial Nacional de Colombia. Bogotá D. C., 2003.
- McDowell, G. R. & Hau, K. W. The Use of a Kinematic Hardening Model for Estimating Subgrade Stiffness in Layered-elastic Analyses. *International Journal of Pavement Engineering*, Vol. 5, p. 53 – 59, 2004.
- Mohammad, L. N., Puppala, A. J. & Alavilli, P. Influence of Testing Procedure and LVDT Location on Resilient Modulus of Soils. *Transportation Research Record*, 1462, Transportation Research Board, Washington D. C., p. 91 – 101, 1994.
- Monismith, C. L., Seed, H. B., Mitry, F. G., & Chan, C. K. Prediction of Pavement Deflections from Laboratory Tests. *Proc., 2nd Int. Conf. Struct. Des. of Asphalt Pavements*, 109-140, 1967.
- Moore, W. M., Britton, S. C. & Scrivner, R. H. A Laboratory Study of the Relation of Stress to Strain for a Crushed Limestone Base Material. Texas Transportation Institute, Collage Station, Res. Rept. 99 – 5F, 1970.
- Morgan, J. R. The Response of Granular Materials to Repeated Loading. *Proc., 3rd Conf., ARRB*, 1178 - 1192. 1966.
- Muhunthan, B., Masad, E. & Assaad, A. Measurement of Uniformity and Anisotropy in Granular Materials. *Geotechnical Testing Journal*, Vol. 23, p. 423 – 431, 2000.
- Nataatmadja, A. & Parkin, A. K. Characterization of Granular Materials for Pavements. *Canadian Geotechnical Journal*, 26, p. 725 – 730, 1989.
- Neves, J. M. C. & Gomes Correia. Behaviour of Granular Materials: Field Results versus Numerical Simulations. *Proc., of the 6th International Symposium on Pavements Unbound*. 97 – 106, 2004.
- Nicholson, P. G., Seed, R. B. & Anwar, H. A. Elimination of Membrane Compliance in Undrained Triaxial Testing, Part II: Mitigation by Injection-Compensation, *Canadian Geotechnical Journal*, Vol. 30, No. 5. 1993.
- Niemunis, A. Extended Hypoplastic Models for Soils. *Ph. D. thesis*, Politechnika Gdńska. Habilitation, Monografía 34, 2003.
- Niemunis, A. & Herle, I. Hypoplastic Model for Cohesionless Soils with Elastic Strain Range. *Mechanics of Cohesive frictional Materials*, 4(2), 279 – 299, 1997.
- Niemunis, A., Nuebel, K. & Karcher, Ch. The Consistency Conditions for Density Limits of Hypoplastic Constitutive Law. Task Quarterly 4: 2000 412-420, publications of TASK, Gdansk, 2000.
- Núñez, W. P., Malysz, R., Ceratti, J. A. & Gehling, W. Y. Y. Shear Strength and Permanent Deformation of Unbound Aggregates Used in Brazilian Pavements. *Proc., of the 6th International Symposium on Pavements Unbound*, p. 23 – 31, 2004.
- Pappin, J. W. & Brown, S. F. Resilient Stress Strain Behavior of a Crushed Rock. *Proceedings, International Symposium on Soils Under Cyclic and Transient Loading*, Swansea, Great Britain, Vol. 1, 1980, pp. 169-177.
- Pappin, J. W., Brown, S. F. & O'reilly, M. P. Effective Stress Behaviour of Saturated and Partially Saturated Granular Material Subjected to Repeated Loading. *Geotechnique*, Vol. 42, No. 3, pp. 485-497. 1992.
- Paute, J.-L. & Hornych, P. Influence of Water Content on the Cyclic Behaviour of a Silty Sand. *Flexible Pavement*. Ed. Gomes Correia, Balkema, Rotterdam. p. 121 – 134, 1996.
- Paute, J.-L., Hornych, P. & Benaben, J. P. Repeated Load Triaxial Testing of Granular Materials in the French Network of Laboratoires des Ponts et Chaussées. *Flexible Pavement*. Ed. Gomes Correia, Balkema, Rotterdam. p. 53 – 64, 1996.
- Paute, J.-L., Jouve, P., Martínez, J. & Ragneau, E. Modèle de Calcul Pour le Dimensionnement des Chaussées Souples. *Bulletin de Liaison des Laboratoires des Ponts et Chaussées*, 156, p. 21 – 36, 1988.
- Pezo, R. F. A general method of reporting resilient modulus tests of soils – A Pavement Engineer's Point of View. *72nd Annual Meeting of the TRB*, 1993.

- Pidwerbesky, B. D. Accelerated Dynamic Loading of Flexible Pavement at the Canterbury Accelerated Pavement Testing Indoor Facility. *Transportation Research Record*, 1482, Transportation Research Board, Washington D. C., p. 79 – 86, 1995.
- Pidwerbesky, B. D. Fundamental Behaviour of Unbound Granular Pavements Subjected to Various Loading Conditions and Accelerated Trafficking. *Ph D Thesis*, University of Canterbury, Christchurch, New Zealand. 1996.
- Ping, W. V., Yang Z., Liu C. & Dietrich B. Measuring Resilient Modulus of Granular Materials in Flexible Pavements. *Transportation Research Record*, Transportation Research Board, Washington D. C., p. 81-90, 2001.
- Plaistow, L. C. Non-linear behaviour of some pavement unbound aggregates. M. Sc., Thesis, Department of Civil Engineering, University of Nottingham, Nottingham (England), 1994.
- Potts, C. F., Ruth, B. E. & Smith, L. L. Performance of Sand-Asphalt and Limerock Pavements in Florida. *Transportation Research Record*, 741, Transportation Research Board, Washington D. C., p. 22 – 34, 1980.
- Powell, W. D., Potter, J. F., Mayhew, H. C. & Nunn, M. E. The Structural Design of Bituminous Roads. *Transportation and Road Research Laboratory*, Crowthorne, TRRL Laboratory Report 1132, 1984.
- Proceeding of the International Conference on Accelerated Pavement Testing. Reno, 1999.
- Proceeding of the International Conference on Accelerated Pavement Testing. Minnesota, 2004.
- Queck, U. Grundlagen zur Berechnung der Spannungs-Verformungszustände Ungebundener Konstruktionschichten als Teil Flexibler Befestigungen im Strassenbau. Dissertation. TU Dresden, Germany, 1992.
- Raad, L., Minassian, G. H. & Gartin, S. Characterization of Saturated Granular Bases under Repeated Loads. *Transportation Research Record*, 1369, Transportation Research Board, Washington D. C., p. 73 – 82, 1992.
- Raad L., Weichert D. & Haidar A. Shakedown and Fatigue of Pavements with Granular Bases. *Transportation Research Record*, 1227. Transportation Research Board, Washington D. C., p. 159 – 172, 1989,
- Rada, C. & Witczak, W. M. Comprehensive Evaluation of Laboratory Resilient Moduli Results for Granular Materials. *Transportation Research Record*, 810, Transportation Research Board, Washington D. C., p. 23 – 33, 1981.
- Rahim, A. M. & George, K. P. Models to Estimate Subgrade Resilient Modulus for Pavement Design. *The International Journal of Pavement Engineering*, Vol. 6, Issue 2, p. 89 – 96, 2005.
- Ravindra, P. S. & Small, J. C. Shakedown Analysis of Unbound Road Pavements – An Experimental Point of View. *Proc. of the 6th International Symposium on Pavements Unbound*. 79 – 86, 2004.
- Reyes Lizcano, F. A. *Diseño Racional de Pavimentos*. Pontificia Universidad Javeriana y Escuela Colombiana de Ingeniería, 1ra edición, Bogotá D.C., 2003.
- Roberts, F. L. & Rosson B. T. Effects of Higher Tire Pressures on Strain in Thin AC Pavements. *Transportation Research Record*, 1043, Transportation Research Board, Washington D. C., p. 68 – 77, 1985.
- Rondón, H. A. & Lizcano, A. Modeling of a Flexible Pavement Structure Applying the Hypoplastic Constitutive Law. *GeoCongress 2006*, Atlanta (USA), 2006.
- Rondón, H. A. & Lizcano, A. Modelos de Comportamiento de Materiales Granulares para Pavimentos y Aplicación de la Ecuación Constitutiva Hipoplástica. *III Jornadas Internacionales de Ingeniería Civil*, Cuba, 2006a.
- Saeed, A., Hall, J. W. & Barker, W. Performance – Related Tests of Aggregates for Use in Unbound Pavement Layers. *NCHRP Report 453*, Transportation Research Board – National Research Council, 55 p., 2001.
- Saussine, G., Chalet C., Gautier, P. E., Dubois, F., Bohatier, C. & Moreau, J. J. Modelling Ballast under Cyclic Loading Using Discrete Element Methods. *Cyclic Behaviour of Soils and Liquefaction Phenomena, Proc. of CBS04, Bochum*. p. 649 – 658, 2004.
- Sawangsurriya, A. & Edil, T. B. Evaluating Stiffness and Strength of Pavement Materials. *Proceedings of the Institution of Civil Engineers*, Geotechnical Engineering 158, Issue GE4, p. 217-230, 2005.
- Schünemann, A. Numerische Modelle zur Beschreibung des Langzeitverhaltens von Eisenbahnschotter unter alternierender Beanspruchung. Ph. D., Thesis, Schriftenreihe des Institutes für Bodenmechanik und Felsmechanik der Universität Fridericiana in Karlsruhe, Issue 168, 2006.
- Seeds, S. Flexible Pavement Design: Summary of the State of the Art. *Transportation Research Board, A3B05: Committee on Safety Data, Analysis, and Evaluation*, 2000.
- Seyhan, U. & Tutumluer, E. Anisotropic Modular Ratios as Unbound Aggregate Performance Indicators. *Journal of Materials in Civil Engineering*, Vol. 14, No. 5, p. 409-416, 2002.
- Seyhan, U., Tutumluer, E. & Yesilyurt, H. Anisotropic Aggregate Base Inputs for Mechanistic Pavement Analysis Considering Effects of Moving Wheel Loads. *Journal of Materials in Civil Engineering*, Vol. 17, No. 5, p. 505-512, 2005.
- Sharp, R. Shakedown Analyses and the Design of Pavements under Moving Surface Loads. *Ph. D. Thesis*, University of Sydney. Australia, 1983.
- Sharp, R. W. & Booker, J. R. Shakedown of Pavements under Moving Surface Loads. *Journal of Transportation Engineering*. 110:1, p. 1-14, 1984.
- Shell International Petroleum Company. Shell Pavement Design Manual – Asphalt Pavement and Overlays for Road Traffic, London, 1978.
- Shenton, M. J. Deformation of Railway Ballast under Repeated Loading Conditions. *Railroad Track Mechanics and Technology*. Pergamon Press, p., 405 – 425, 1978.
- Shenton, M. J. Deformation of Railway Ballast under Repeated Loading Triaxial Tests. *Report RP5, Soil Mechanics –Section, British Railways Research Department*, Derby, England, 1974.
- Stewart, H. E. Permanent Strains from Cyclic Variable-Amplitude Loadings. *Journal of Geotechnical Engineering*, Vol. 112, No. 6, p. 646 - 660, 1986.
- Suiker, A. S. J., Selig, E. T. & Frenkel, R. Static and Cyclic Triaxial Testing of Ballast and Subballast. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, Vol. 131, No. 6, p. 711-782, 2005.
- Sweere, G. T. Unbound granular bases for roads. *Ph. D. Thesis*, University of Delft. Netherlands. 1990.
- Tacioglu, E. & Hjelmstad, K. D. Simple Nonlinear Model for Elastic Response of Cohesionless Granular Materials. *Journal of Engineering Mechanics*, Vol. 128, p. 969 – 978, 2002.

- TAI - Asphalt Institute. Research and Development of the Asphalt Institute's Thickness Design Manual MS - 1, 9th Ed., College Park, Md., 1982.
- Takeuchi, Y., Koyanagawa, M., Maki, T., Nishizawa, T. & Endo, K. Fundamental Study on Permanent Deformation Analysis of Granular Base Course Material Using Elasto-Plastic Model. *Proc., of the 6th International Symposium on Pavements Unbound*. p. 69 - 78, 2004
- Tam, W. A. & Brown, S. F. Use of the Falling Weight Deflectometer for in situ Evaluation of Granular Materials in Pavements. *Journal of Transportation Engineering. Proc., 14th ARRB Conf.*, Vol. 14, Part 5, 155-163, 1988.
- Tatsuoka, F., Ishiara, M., Uchimura, T. & Gomes Correia, A. Non-linear Resilient Behaviour of Unbound Granular Materials Predicted by the Cross-Anisotropic Hypo-Quasi-Elasticity Model. *Unbound Granular Materials - Laboratory testing, In-situ testing and modelling*, Gomes Correia editor, Balkema, Rotterdam, p. 197-206, 1999.
- Theyse, H. L. Mechanistic-Empirical Modelling of the Permanent Deformation of Unbound Pavement Layers. *8th International Conference on Asphalt Pavements*, Federal Highway Administration, Washington D. C. 19 p., 1997.
- Theyse, H. L. Stiffness, Strength, and Performance of Unbound Aggregate Materials: Application of South African HVS and Laboratory Results to California Flexible Pavements. *Report produced under the auspices of the California Partnered Pavement Research Program for the California Department of Transportation*. University of California, 76 p., 2002.
- Thom, N. H. & Dawson, A. R. The Permanent Deformation of a Granular Material Modelled Using Hollow Cylinder Testing. *Flexible Pavement*. Ed. Gomes Correia, Balkema, Rotterdam. p. 65 - 78, 1996.
- Thom, N. H., & Brown, S. F. Effect of Moisture on the Structural Performance of a Crushed-Limestone Road Base. *Transportation Research Record*, 1121, Transportation Research Board, Washington D. C., p. 50-56, 1987.
- Thom, N. H., & Brown, S. F. The Effect of Grading and Density on the mechanical Properties of a Crushed Dolomitic Limestone. *Proc., 14th ARRB Conf.*, Vol. 14, Part 7, p. 94-100, 1988.
- Thompson, M. R. & Smith, K. L. Repeated Triaxial Characterization of Granular Bases. *Transportation Research Record*, 1278, Transportation Research Board, Washington D. C., p. 7 - 17, 1990.
- Tian, P., Zaman, M. M. & Laguros, J. G. Variation of Resilient Modulus of Agrégate Base and Its Influence on Pavement Performance. *Journal of Testing and Evaluation*, JTEVA, Vol. 26, No. 4, p. 329 - 335, 1998.
- Tong Li & Baus, R. L. Nonlinear Parameters for Granular Base Materials from Plate Tests. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, Vol. 131, No. 7, p. 907-913, 2005.
- TRL - Transport Research Laboratory. A Guide to the Structural Design of Bitumen-Surfaced Roads in Tropical and Sub-tropical Countries. *RN31, Draft 4th edition*. 1993.
- Tseng, K. H. & Lytton, R. L. Prediction of Permanent Deformation in Flexible Pavement Materials. *J. Assoc. Asphalt Paving Technol.*, Vol. 58, p. 155-156, 1989.
- Tutumluer, E., Little, D. N. & Kim, S. H. Validated Model for Predicting Field Performance of Aggregate Base Courses. *Transportation Research Record*, 1837, Transportation Research Board, Washington D. C., p. 41-49, 2003.
- Tutumluer, E. & Thompson, M. R. Anisotropic Modelling of Granular Bases in Flexible Pavements. *Transportation Research Record*, 1577, Transportation Research Board, Washington D. C., p.18 - 26, 1997.
- Ullidtz, P. Analytical Tools for Design of Flexible Pavements. *In Proceedings of the 9th International Conference on Asphalt Pavements*, International Society for Asphalt Pavements, Denmark, 2002.
- Uthus, L., Hoff, I., & Horvli, I. A Study on the Influence of Water and Fines on the Deformation Properties of Unbound Aggregates. *Proceedings, 7th International Conference on the Bearing Capacity of Roads, Railways and Airfields*, Trondheim (Norway), 2005.
- Uzan, J. Characterization of Granular Material. *Transportation Research Record*, 1022, Transportation Research Board, Washington D. C., p. 52-59, 1985.
- Uzan, J. Granular Material Characterization for Mechanistic Pavement Design. *Journal of Transportation Engineering*, Vol. 125, p. 108 - 113, 1999.
- Uzan, J. Permanent Deformation in Flexible Pavements. *Journal of Transportation Engineering*, Vol. 130, p. 6 - 13, 2004.
- Uzan, J. Permanent Deformation of a Granular Base Material. *Transportation Research Record*, 1673, Transportation Research Board, Washington D. C., p. 89-94, 1999.
- Van Niekerk, A. A. Mechanical Behavior and Performance of Granular Bases and Sub-bases in Pavements. *Ph. D. Thesis*, Delft University, 2002.
- Van Niekerk, A. A., Molenaar, A. A. & Houben, L. J. M. Effect of Material Quality and Compaction on the Mechanical Behavior of Base Course Materials and Pavement Performance. *6th International Conference Bearing Capacity of Roads, Railways and Airfields*, p. 1071 - 1081, 2002.
- Van Schelt, W., Vos, E., Galjaard, P. J. & Hendriks, M. A. N. The Non-linear Elastic Model of Boyce: An Evaluation of the Model in the FEM-Program DIANA. *Flexible Pavement*. Ed. Gomes Correia, Balkema, Rotterdam. p. 201 - 206, 1996.
- Verdugo, R. & Ishihara, K. The Steady State of Sandy Soils. *Soils and Foundations*, 37 (3): 144-145, 1997.
- Veverka, V. Raming van de Spoordepte bij Wegen met Cen Bitumineuze Verharding. *De Wegentechniek*, 24(3), p. 25 - 45, 1979.
- Vos E., Hendriks N., Galjaard, P. J. & van Schelt, W. The Non-linear Elastic Model of Boyce: An Evaluation of the Model in the FEM - Program DIANA. *Flexible Pavement*. Ed. Gomes Correia, Balkema, Rotterdam. p. 201 - 207, 1996.
- Wehr, W. C. S. Granulatuhülle Anker und Nägel - Sandanker. Ph. D., Thesis, Schriftenreihe des Institutes für Bodenmechanik und Felsmechanik der Universität Fridericiana in Karlsruhe, Issue 146, 1999.
- Werkmeister, S. Permanent Deformation Behaviour of Unbound Granular Materials in Pavement Constructions. *Ph. D., thesis*, University of Technology, Dresden, 2003.
- Werkmeister, S., Dawson, A. & Wellner, F. Permanent Deformation Behaviour of Granular Materials and the Shakedown Concept. *Transportation Research Record*, 1757, Transportation Research Board, Washington D. C., p. 75 - 81, 2001.
- Werkmeister S., Dawson, A. & Wellner, F. Pavement Design Model of Unbound Granular Materials. *Journal of Transportation Engineering*, Vol. 130, p. 665 - 674, 2004.
- Werkmeister, S., Numrich, R., Dawson, A. & Wellner, F. Deformation Behaviour of Granular Materials under Repeated Dynamic Load. *Journal of Environmental Geomechanics - Monte Verità*, p. 215-223, 2002.

- Werkmeister, S., Wellner, F., Oeser, M. & Moeller, B. Design Criteria of Granular Pavement Layers. *Proc., of the 6th International Symposium on Pavements Unbound*. 209 – 218, 2004a.
- White, T. D., Haddock, J. E., Hand, A. J. T. & Fang, H. Contributions of Pavement Structural Layers to Rutting of Hot Mix Asphalt Pavements. *NCHRP Report 468, Transportations Research Board – National Research Council*, 2002.
- Wichtmann, T. Explicit Accumulation Model for Non-cohesive Soils under Cyclic Loading. Ph. D. Thesis, *Des Institutes für Grundbau und Bodenmechanik der Ruhr - Universität Bochum*. 2005.
- Wichtmann, T., Niemunis, A. & Triantafyllidis, Th. Strain Accumulation in Sand due to Drained Uniaxial Cyclic Loading. *Cyclic Behaviour of Soils and Liquefaction Phenomena, Proc. of CBS04, Bochum*. p. 233 – 246, 2004.
- Wichtmann, T., Niemunis, A. & Triantafyllidis, Th. The Effect of Volumetric and Out-of-Phase Cyclic Loading on Strain Accumulation. *Cyclic Behaviour of Soils and Liquefaction Phenomena, Proc. of CBS04, Bochum*. p. 247 – 256, 2004.
- Wolff, H. Elasto-Plastic Modelling of Granular Layers. *Research Report RR92/312* Department of Transport, South Africa, 1992.
- Wolff, H. & Visser, A. T. Incorporating Elasto - Plasticity Granular Layers Pavement Design. *Proc.Instrn. Civil Engineering Transportation*, 105, 259-272, 1994.
- Wolffersdorff, P.-A. A Hypoplastic Relation for Granular Materials with a Predefined Limit State Surface. *Mechanics of Cohesive –Frictional Materials*. Vol. 1, 251-271. 1996.
- Woojin, L., Bohra, N. C., Altschaeffl, A. G. & White T. D. Resilient Modulus of Cohesive Soils. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, Vol. 123, No. 2, p. 131-136, 1997.
- Wu W., Bauer, E. & Kolymbas, D. Hypoplastic Constitutive Model with Critical State for Granular Materials. *Mechanics of Materials*, 23:45-69, 1996.
- Wu, W. & Kolymbas, D. Numerical Testing of the Stability Criterion for Hypoplastic Constitutive Equations. *Mechanics of Materials*, 9:245-253. 1990.
- Youd, T. L. Compaction of Sands by Repeated Shear Straining. *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division*, ASCE, 98 (SM7): 709 – 725, 1972.
- Yu-Ning, G., Lars Jacobsson, Kenneth Runesson & Stein Sture. Cyclic Behaviour and Elastic Shake-down of Coarse-Sized Granular Materials. *ASCE 14th Engineering Mechanics Conference*, Austin TX May 2000, 5 p.
- Zaman, M., Chen, D. & Laguros, J. Resilient Moduli of Granular Materials. *Journal of Transportation Engineering*, Vol. 120, No. 6, p. 967 – 988, 1994.
- Zeghal, M. A Discrete Element Study of the Resilient Behavior of Granular Materials. *14th ASCE Engineering Mechanics Conference*, Austin – Texas, 5 p., 2000.
- Zeghal, M. Discrete-Element Method Investigation of the Resilient Behavior of Granular Materials. *Journal of Transportation Engineering*. Vol. 130, p. 503 – 509, 2004.
- Zeghal, M. Effect of Compaction on the Resilient Behaviour of Granular Materials: an Analytical Study. *16th ASCE Engineering Mechanical Conference*, University of Washington, Seattle, 3 p., 2003.