



UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO

**PROGRAMA DE MAESTRÍA Y DOCTORADO EN
INGENIERÍA**

FACULTAD DE INGENIERÍA

**EFECTO DE FATIGA EN UN MATERIAL DE BASE
ESTABILIZADA CON CEMENTO
(PAVIMENTO FLEXIBLE)**

T E S I S

QUE PARA OBTENER EL GRADO DE:
MAESTRO EN INGENIERÍA

INGENIERÍA CIVIL – GEOTECNIA

P R E S E N T A :

GILBERTO FLORES LOZA



TUTOR:

DR. PAUL GARNICA ANGUAS

2011



Universidad Nacional
Autónoma de México



UNAM – Dirección General de Bibliotecas
Tesis Digitales
Restricciones de uso

DERECHOS RESERVADOS ©
PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL

Todo el material contenido en esta tesis esta protegido por la Ley Federal del Derecho de Autor (LFDA) de los Estados Unidos Mexicanos (México).

El uso de imágenes, fragmentos de videos, y demás material que sea objeto de protección de los derechos de autor, será exclusivamente para fines educativos e informativos y deberá citar la fuente donde la obtuvo mencionando el autor o autores. Cualquier uso distinto como el lucro, reproducción, edición o modificación, será perseguido y sancionado por el respectivo titular de los Derechos de Autor.

JURADO ASIGNADO:

Presidente: Dr. Rigoberto Rivera Constantino
Secretario: M.I. Jorge Efraín Castilla Camacho
Vocal: Dr. Paul Garnica Anguas
1er. Suplente: Dra. Natalia Pérez García
2do. Suplente: Ing. Germán López Rincón

Lugar donde se realizó la tesis:

Ciudad Universitaria, UNAM, México D.F.

**TUTOR DE TESIS:
Dr. Paul Garnica Anguas**

FIRMA

AGRADECIMIENTO:

Al Pueblo de México que me ha formado a través del Ejército y la Universidad Nacional Autónoma de México.

Deuda que juro pagar con un esfuerzo permanente por cambiar mi forma de sentir, pensar y más aún de actuar, buscando la grandeza del suelo en que nací.

Patria, patria, este hijo suyo le reitera su máximo anhelo de luchar con la razón por su grandeza y con las armas por la eterna libertad del pueblo al que pertenezco, lucha que será hasta alcanzar la victoria o perder la vida, ya sea que muera sobre esta tierra o lejos de ella, pero siempre en aras de servir a mi país.

“EFECTO DE FATIGA EN UN MATERIAL DE BASE ESTABILIZADA CON CEMENTO (PAVIMENTO FLEXIBLE)”

Índice.

Resumen.

Abstract.

1. INTRODUCCIÓN.

- 1.1. Planteamiento del problema
- 1.2. Objetivo del trabajo
- 1.3. Hipótesis
- 1.4. Organización del trabajo

2. MARCO TEÓRICO.

- 2.1. El pavimento
 - 2.1.1. Definición
 - 2.1.2. Tipos de pavimento
 - 2.1.2.1. Rígidos
 - 2.1.2.2. Flexibles
 - 2.1.3. Estructura del pavimento flexible
 - 2.1.4. Funciones de las capas que integran el pavimento flexible
 - 2.1.4.1. Subrasante
 - 2.1.4.2. Subbase
 - 2.1.4.3. Base
 - 2.1.4.4. Carpeta asfáltica
- 2.2. Factores a considerar en el diseño de pavimentos flexibles
 - 2.2.1. Materiales
 - 2.2.1.1. Subrasante
 - 2.2.1.2. Subbase y base hidráulica
 - 2.2.1.3. Base estabilizada
 - 2.2.1.4. Carpeta asfáltica
 - 2.2.2. Factores climáticos
 - 2.2.3. Tránsito
- 2.3. Estabilización de materiales
 - 2.3.1. Definición de estabilización
 - 2.3.2. Tipos de estabilización
 - 2.3.2.1. Estabilización con cal
 - 2.3.2.2. Estabilización con cloruro de sodio
 - 2.3.2.3. Estabilización con asfalto
 - 2.3.2.4. Estabilización con cemento

3. Estabilización de base con cemento

- 3.1. Introducción
- 3.2. Definición de base estabilizada

- 3.3. Composición del cemento
- 3.4. Hidratación del cemento
- 3.5. Mecanismo de estabilización con cemento
- 3.6. Diseño de la mezcla
 - 3.6.1. Método del cuerpo de ingenieros de Estados Unidos (revista del instituto salvadoreño del cemento)
 - 3.6.2. Método de la PCA
 - 3.6.3. Método AASHTO
- 3.7. Conceptos relacionados con el agrietamiento de los materiales de base
 - 3.7.1. Reflejo de grietas en la superficie
 - 3.7.2. Factores que afectan el grado de contracción por grado de secado
 - 3.7.3. Métodos para minimizar agrietamiento de bases estabilizadas
 - 3.7.4. Métodos para mitigar el agrietamiento
- 3.8. Caracterización de las bases estabilizadas
 - 3.8.1. Definición de fatiga
 - 3.8.2. Diseño por fatiga

4. Equipos y procedimientos de prueba

- 4.1. Diseño del molde para fabricación de especímenes de prueba
 - 4.1.1. Dimensionamiento del molde
 - 4.1.2. Metodología de prueba
- 4.2. Construcción de pisón estático para compactar con marco de carga.
- 4.3. Dispositivo para medir deflexiones
- 4.4. Elaboración de especímenes
 - 4.4.1. Preparación del molde
 - 4.4.2. Actividades preliminares al mezclado del material
 - 4.4.3. Proceso de mezclado
- 4.5. Curado de especímenes
- 4.6. Prueba de compresión simple
- 4.7. Determinación del módulo de ruptura
- 4.8. Prueba de fatiga

5. Material de prueba y puntos de control

- 5.1. Ubicación del área de muestreo
- 5.2. Descripción del material
- 5.3. Granulometría del material obtenido en banco
- 5.4. Diseño de la granulometría a emplear
- 5.5. Caracterización del material de banco
- 5.6. Curva de compactación (punto de control para elaborar especímenes)
 - 5.6.1. Equipo utilizado para realizar la prueba
 - 5.6.2. Resultados de las pruebas de compactación
- 5.7. Algunos aspectos sobre la verificación de los datos obtenidos

6. Análisis y discusión de resultados de laboratorio

- 6.1. Módulo de elasticidad

- 6.2. Módulo de ruptura
- 6.3. Pruebas de fatiga
 - 6.3.1. Deflexión
 - 6.3.2. Deflexión total
 - 6.3.3. Deflexión plástica
 - 6.3.4. Degradación del módulo de elasticidad secante
 - 6.3.5. Falla de las vigas ensayadas a fatiga
- 6.4. Resistencia a compresión simple de núcleos
- 6.5. Ley de fatiga

7. Conclusiones y recomendaciones

Bibliografía y referencias.

Lista de Figuras

No.	Nombre	Pág.
Figura 2.1	Evolución cronológica de las carreteras en México	03
Figura 2.2	Red carretera nacional	04
Figura 2.3	Corredores carreteros de tipo troncal	04
Figura 2.4	Corte transversal de un pavimento rígido	08
Figura 2.5	Área de influencia de la carga en diferentes capas del pavimento	09
Figura 2.6	Corte transversal de un pavimento flexible	11
Figura 2.7	Efectos mecánicos a resistir por el pavimento (Pérez, 2004)	15
Figura 2.8	Agrietamiento por fatiga en la carpeta	17
Figura 2.9	Grupos y subgrupos de climas en México (fuente: INEGI)	20
Figura 2.10	Temperaturas predominantes en la República Mexicana	20
Figura 2.11	Temperatura media anual en México	21
Figura 2.12	Rodenas sobre la carpeta asfáltica	22
Figura 2.13	Tipos de vehículos con anotación de nomenclatura, ejes, llantas y configuraciones	23
Figura 2.14	Área de contacto en función de la presión de inflado	23
Figura 2.15	Incremento en la resistencia de diferentes materiales estabilizados con cal en función del porcentaje agregado (Rico y del Castillo, 1989)	25
Figura 2.16	Disminución de la densidad en suelo-cal respecto a la densidad que obtendría el material en estado natural, en función del porcentaje de cal	26
Figura 2.17	Incremento de resistencia a la compresión simple en función del tiempo para las mezclas suelo-cemento y suelo-cal	27
Figura 2.18	Reducción de la densidad en materiales estabilizados con sal	28
Figura 2.19	Reducción del volumen de agua absorbida por el material en función del porcentaje de asfalto aplicado (Rico y del Castillo, 1989)	29
Figura 2.20a	Superficie específica reducida	30

Figura 2.20b	Superficie específica ampliada	30
Figura 2.21	Incremento en la resistencia a la compresión simple para diferentes tipos de material en función del porcentaje de cemento aplicado (Rico y del Castillo, 1989)	32
Figura 2.22	Incremento de la resistencia a compresión simple para diferentes tipos de material en función del porcentaje de cemento aplicado (Rico y del Castillo, 1989)	33
Figura 2.23	Reducción de la resistencia en función del retraso antes de compactar (Rico y del Castillo, 1989)	33
Figura 3.1	Reflexión de grietas en un pavimento cuya base fue estabilizada con cemento (Hanson, 2006)	34
Figura 3.2	Velocidad de evolución del calor durante la hidratación del silicato tricálcico	36
Figura 3.3	Efecto del tiempo de retraso en la resistencia en compresión de tres limos (Arman y Sainan, 1967)	37
Figura 3.4	Efecto del tiempo de retraso en la densidad de los especímenes (Arman y Sainan, 1967)	37
Figura 3.5	Distribución del contenido de cemento en función del tipo de camino (Hanson, 2006)	41
Figura 3.6	Reflexión de grietas en la superficie del pavimento	42
Figura 3.7	Reflejo de grietas en la carpeta asfáltica de un pavimento en Mississippi, Estado Unidos	43
Figura 3.8	Efecto de la densidad y humedad en la contracción	44
Figura 3.9	Efecto del contenido de cemento en la contracción	45
Figura 3.10	Influencia del precorte de la base estabilizada en la reflexión de grietas (Shahid, 1996, citado por George, 2001)	46
Figura 3.11	Precorte de la base estabilizada (George, 2001)	46
Figura 3.12	Preagrietamiento de una base estabilizada (Scullion, 2002)	47
Figura 3.13	(a) Muestra para ensaye de fatiga; (b) Acercamiento a LVDTs que miden la deformación (Arnold, 2009)	49
Figura 3.14	Ley de fatiga para el material granular estabilizado con 4% de cemento (Arnold, 2009)	49
Figura 3.15	Leyes de fatiga propuestas por distintos autores	50
Figura 4.1	Dimensiones internas del molde	52

Figura 4.2	Descomposición de la carga vertical en carga lateral, lo que podría generar deformaciones en las tapas laterales del molde	53
Figura 4.3	Vista en isométrico del molde cuando se encuentran las tapas abatidas	53
Figura 4.4	Colocación de barras transversales en el lecho inferior de la base del molde para incrementar la rigidez del material	54
Figura 4.5	Dispositivo de confinamiento perimetral del molde de compactación	55
Figura 4.6	Vista en elevación del molde y collarín	55
Figura 4.7	Diseño del pisón y funda para realizar la compactación en el molde prismático	56
Figura 4.8	Pisones empleados para compactar especímenes prismáticos (parte superior) y con molde Proctor estándar (parte inferior)	56
Figura 4.9	(a) Traslape entre golpe y golpe en la prueba Proctor modificada; (b) traslape empleado en la elaboración de vigas prismáticas	57
Figura 4.10	Distribución de golpes sobre el material para compactarlo dentro del molde rectangular	57
Figura 4.11	Ubicación del plano de falla dentro del tercio medio en las vigas ensayadas a módulo de ruptura o carga cíclica	58
Figura 4.12	Vista en planta y elevación del lado corto del pisón estático	59
Figura 4.13	Vista en elevación del pisón estático (cota: cm)	60
Figura 4.14	Pisón para compactación estática	60
Figura 4.15	Colocación de franjas de neopreno en los puntos de contacto entre la viga y el equipo	61
Figura 4.16	Diagrama de distribución de esfuerzos en una viga sometida a flexión	63
Figura 4.17	Giro del apoyo al momento de aplicarse la carga sobre la viga	64
Figura 4.18	Ejes de apoyo, neutro y de giro que se identifican en la viga	64
Figura 4.19	Modelación en SAP 2000 (versión estudiantil) de la viga a ensayar en etapa experimental para identificar las zonas a tensión, compresión y neutras	65
Figura 4.20	Dimensionamiento en la viga para colocar las pijas de anclaje al espécimen	66
Figura 4.21	Geometría del arnés en elevación. (a) elevación, (b) perfil, (c) planta y (d) mostrando el dispositivo final dispuesto para recibir la viga	66
Figura 4.22	(a) Identificación del punto teóricamente libre de efectos mecánicos, (b) anclaje del arnés al espécimen por medio de pijas para obtener un	67

	área de contacto mínima y reducir la posibilidad de influir en su comportamiento mecánico	
Figura 4.23	Carga aplicada y deflexión registrada	68
Figura 4.24	Colocación de la mica adherible sobre la placa base del molde para elaboración de varias vigas en el mismo día	64
Figura 4.25	Collarín y molde, donde se indica la tuerca en que deberá anclarse el collarín	71
Figura 4.26	Mezclado del material para homogeneizar el material tanto en lo que se refiere a los agregados como a la humedad	73
Figura 4.27	El curado de los especímenes contribuyó a mejorar la textura de las caras en la viga, a pesar de ser un material granular	74
Figura 4.28	Vigas al interior del cuarto de curado	74
Figura 4.29	Molde empleado para la elaboración de probetas cilíndricas	75
Figura 4.30	Molde para elaborar probeta cilíndrica ubicado en el cuarto de curado	76
Figura 4.31	Extracción de la probeta cilíndrica del molde	76
Figura 4.32	Dispositivo para realizar pruebas a módulo de ruptura y carga cíclica en especímenes estabilizados con cemento	77
Figura 4.33	Medición del espécimen para colocar el arnés del LVDT	78
Figura 4.34	Barra de aluminio para transmitir deflexión del espécimen hacia el LVDT	79
Figura 4.35	Arreglo para instrumentar las vigas con un LVDT para obtener la medición de la deflexión máxima al centro de la viga	79
Figura 4.36	Verificación de rango	80
Figura 4.37	Ajuste de LVDT	80
Figura 4.38	Ventana de software donde se configura la información del espécimen a ensayar	80
Figura 4.39	Ventana para configurar la duración de la prueba	81
Figura 4.40	Configuración de la adquisición de datos en diferentes intervalos de tiempo	81
Figura 4.41	Definición de la magnitud de la carga que aplicará el equipo durante toda la prueba	82
Figura 4.42	Selección de los instrumentos que reportarán y almacenarán datos de prueba	83

Figura 4.43	Aplicación de una carga de contacto para evitar cargas de impacto (mantener contacto permanente)	83
Figura 4.44	Ajuste de la amplitud y longitud de onda aplicada al espécimen en prueba	84
Figura 4.45	Visualización de la deflexión en la viga (ventana superior) y respuesta del equipo ante la configuración de la prueba (ventana inferior)	84
Figura 4.46	Momento justo de la falla del espécimen ocasionando incremento excesivo de la deflexión en un instante y pérdida de contacto entre el equipo y la viga	85
Figura 5.1	Vista aérea del banco de material "La Cañada"	87
Figura 5.2	Ubicación del banco "La Cañada" sobre la carta geológica F14-10	87
Figura 5.3	Simbología y columna geológica del área correspondiente al banco de material "La Cañada"	88
Figura 5.4	Apariencia física exterior de los agregados empleados para la fabricación de los especímenes	88
Figura 5.5	Zonas granulométricas recomendables para los materiales de base para pavimentos con carpeta de mezcla asfáltica de granulometría densa (NCMT-3-02-002/04)	89
Figura 5.6	Curva granulométrica del material denominado "Base 1"	89
Figura 5.7	Curva granulométrica del material denominado "Base 2"	90
Figura 5.8	Diagrama para realizar el diseño de una granulometría por el método gráfico	91
Figura 5.9	Curva granulométrica resultado de haber efectuado la combinación de los dos materiales "Base 1" y "Base 2"	92
Figura 5.10	Curva de compactación Proctor modificada para un material de base en estado natural	94
Figura 5.11	Curva de compactación de base estabilizada con 8 % de cemento	94
Figura 5.12	Curva de compactación de base estabilizada con 10 % de cemento	95
Figura 5.13	" γ_d " y "w" de cada una de las vigas con 8 % de cemento	96
Figura 5.14	" γ_d " y "w" de cada una de las vigas con 10 % de cemento	97
Figura 5.15	Aplicación de carga a velocidad constante y en rampa para una prueba de módulo de ruptura	100
Figura 5.16	Verificación de la carga aplicada, frecuencia y forma de la onda	101
Figura 5.17	Gráfica del comportamiento de la deflexión	101

Figura 5.18	Ensaye que no cubrió los parámetros de prueba, por variación de frecuencia en la carga	102
Figura 5.19	Desfase de las mediciones del LVDT a través del tiempo	102
Figura 6.1	Incremento del desplazamiento vertical en la probeta cilíndrica por efecto de la aplicación de la carga axial	105
Figura 6.2	Comportamiento del material durante aplicación de carga	106
Figura 6.3	Instrumentación de la probeta con strain gauges	109
Figura 6.4	Deformaciones medidas con “strain gauge” y “LVDT”	110
Figura 6.5	Curvas esfuerzo-deformación obtenidas a partir de strain gauges	111
Figura 6.6	Viga ensayada a flexión para determinar módulo de ruptura y de elasticidad	112
Figura 6.7	Incremento de la deflexión en función de la carga aplicada	113
Figura 6.8	Incremento de la deflexión en función de la carga aplicada	113
Figura 6.9	Incremento del M.R. en función de la cantidad de cemento y tiempo	118
Figura 6.10	Flexión en la viga por efecto de aplicación de carga	119
Figura 6.11	Viga colocada sobre base para la prueba de flexión	119
Figura 6.12	Deflexión total de una viga resultado de la aplicación de carga	120
Figura 6.13	Deformación total de un ciclo de carga	122
Figura 6.14	Deformación total de un ciclo diferente al primero	122
Figura 6.15	Deformación total generada por la aplicación de carga cíclica	123
Figura 6.16	Deformación plástica del primer ciclo	124
Figura 6.17	Deflexión plástica generada en un espécimen a fatiga	124
Figura 6.18	Pendiente secante entre el punto inicial y carga máxima [carga]	126
Figura 6.19	Pendiente secante entre el punto de carga máxima y el retiro de carga [etapa en descarga]	126
Figura 6.20	Degradación del módulo de elasticidad secante a través del tiempo	127
Figura 6.21	Diferencia de tiempo entre puntos final e inicial de ciclos	129
Figura 6.22	Pendiente real del tramo de descarga	130
Figura 6.23	Degradación del módulo de elasticidad secante en carga y en descarga	131

Figura 6.24	Degradación del módulo de elasticidad secante	132
Figura 6.25	Degradación del módulo de elasticidad secante	133
Figura 6.26	Degradación del módulo de elasticidad secante	134
Figura 6.27	Degradación del módulo de elasticidad secante	134
Figura 6.28	Degradación del módulo de elasticidad normalizado "VBA10C90D-8"	135
Figura 6.29	Línea de tendencia normalizada para la prueba "VBA10C90D-11"	136
Figura 6.30	Degradación del módulo de elasticidad normalizado "VBA10C90D-12"	136
Figura 6.31	Degradación normalizada del módulo de elasticidad "VBA10C90D-14"	137
Figura 6.32	Comportamiento general de la degradación del módulo de elasticidad	137
Figura 6.33	Degradación del módulo de elasticidad de la prueba VAR8C90D-608	139
Figura 6.34	Degradación del módulo de elasticidad secante de la prueba VAR8C90D-709	139
Figura 6.35	Degradación del módulo de elasticidad secante de la prueba VAR8C90D-606	140
Figura 6.36	Degradación del módulo de elasticidad secante de la prueba VAR8C90D-607	140
Figura 6.37	Degradación del módulo de elasticidad secante de la prueba VAR8C90D-604a	141
Figura 6.38	Degradación del módulo de elasticidad por carga cíclica normalizado	141
Figura 6.39	Deformación del material al aplicarse carga	142
Figura 6.40	Barras prismáticas para realizar ensayos de fatiga	143
Figura 6.41	Equipo Inglés para pruebas a fatiga	144
Figura 6.42	(a) Soporte de LVDT, (b) Apoyos del soporte	145
Figura 6.43	Barra sometida a 1.26 kN	145
Figura 6.44	Barra sometida a 1.27 kN	146
Figura 6.45	Barra sometida a 0.92 kN	146
Figura 6.46	Barra sometida a 1.82 kN	147
Figura 6.47	Barra sometida a 1.85 kN	147
Figura 6.48	Degradación de módulo de elasticidad normalizado	148
Figura 6.49	Degradación típica de materiales empleados en la construcción de	148

	pavimentos (asfalto, base y suelo cemento)	
Figura 6.50	Ruptura de una viga sometida a carga cíclica	149
Figura 6.51	Soporte de capas inferiores y desarrollo de resistencia por fricción	150
Figura 6.52	Falla transgranular en los especímenes estabilizados con cemento	150
Figura 6.53	Ruptura típica de las vigas estabilizadas con cemento	151
Figura 6.54	Falla de un espécimen a través de un plano de falla predefinido	152
Figura 6.55	Cono de revenimiento en material de base	153
Figura 6.56	Varillado del material dentro de un molde rectangular	154
Figura 6.57	Textura con mayor uniformidad	154
Figura 6.58	Carga-deflexión obtenido en prueba para determinar módulo de ruptura	155
Figura 6.59	Carga-deflexión obtenido en prueba para determinar módulo de ruptura	155
Figura 6.60	Doble medición de la deflexión en especímenes ensayados en equipo triaxial cíclico	156
Figura 6.61	Extracción de núcleos procedentes de vigas ensayadas	157
Figura 6.62	Rotura de agregado por efecto de la compactación	157
Figura 6.63	Ciclos a la falla en vigas estabilizadas con 8 % de cemento a 28 días de curado	
Figura 6.64	Ciclos a la falla en vigas estabilizadas con 10 % de cemento a 28 días de curado	159
Figura 6.65	Ciclos a la falla en vigas estabilizadas con 8 % de cemento a 90 días de curado	160
Figura 6.66	Ciclos a la falla en vigas estabilizadas con 10 % de cemento a 90 días de curado	160
Figura 6.67	Ciclos a la falla en vigas estabilizadas con 8 % de cemento a 28 y 90 días de curado	162
Figura 6.68	Ciclos a la falla en vigas estabilizadas con 10 % de cemento a 28 y 90 días de curado	163

Abstract

Cement stabilized bases are one of the options when the engineer requires that the base of the pavement behaves in such a way that the service life can be improved or it can also be utilized when the base material does not meet the standards for pavement construction materials. Nevertheless, in Mexico there is a scarcity on studies on these materials. On the other hand, it is important to point out that the failure criteria for design of conventional pavements are rutting and fatigue cracking, issues that have been studied for many years and are current subjects of research in our country. In the case of cement-stabilized bases, the problem is not strength or deformation, in this case, the design on the pavement should take into account the cracking that undergoes the stabilized base material and then is reflected on the surface. This is one of the reasons that many researchers are concerned with the development of models to predict the service life of a pavement with a stabilized layer or the behavior of such material.

This work is a study on the fatigue phenomenon of a base material stabilized with 8 and 10 % of cement and 28 and 90 days of curing for both types of mixes. The study shows important aspects such as the design of the mould and the hammer that were utilized to prepare the specimens, the design of a device that was placed on the beam to hold the LVDTs to register the deflection of the beam on its bottom side. Later, these data were used to compute the reduction of the secant modulus during the cyclic tests which in a way demonstrates how the material loses its strength.

The testing carried out included unconfined compression on cylinders of 15 cm diameter and 30 cm height. The modulus of elasticity obtained from these cylinders show values that are low for cement-stabilized base materials. On the other hand, the modulus calculated taking into account results of the test of flexural strength are in agreement with those reported in the literature for this type of material.

The results of fatigue testing illustrate that cement-stabilized bases show a closely elastic behavior since most of the deformation that is generated during the test is recoverable; such characteristic makes it more fragile. On the other hand, it is presented a series of plots that show the reduction of the secant modulus during the application of the cyclic load. The plots illustrate that almost 60 % of load cycles have a constant modulus and only at the end of the test the modulus suffers an abrupt reduction when the beam fails.

Finally, the document shows the fatigue criteria for a cement-stabilized base with 8 and 10 % of cement. It is observed that in both cases the fatigue law is located over that proposed by the PCA, however, it is important to note that more investigation is required to validate the models that were obtained in this research work.

Resumen

El uso de las bases estabilizadas es una de las posibles opciones cuando se requiere que la capa base del pavimento presente un comportamiento mecánico superior o también se puede utilizar en el caso de que el material de base con el que se cuenta para la construcción del pavimento no cumpla con las especificaciones requeridas por el organismo regulador. Sin embargo, los estudios que se han llevado a cabo en México con respecto a este tema son muy escasos.

Por otro lado, es importante mencionar que los criterios de falla que generalmente se utilizan en el caso de pavimentos flexibles colocados sobre bases sin cementar son el de deformación permanente y el de agrietamiento por fatiga (piel de cocodrilo), temas que han sido y aun siguen siendo tema de estudio en nuestro país. En el caso de bases estabilizadas con cemento el criterio de diseño no estará basado en un problema de resistencia o deformación sino, mas bien por el agrietamiento que se presenta en esta capa y que posteriormente se refleja a la capa de rodamiento (refracción de grietas), por tanto, gran parte de los estudios que se llevan a cabo en cuanto a este tipo de material están orientados hacia el desarrollo de las leyes de fatiga que rigen el comportamiento.

En este trabajo se realizó un estudio sobre el fenómeno de fatiga de una base estabilizada con 8 y 10 % de cemento con 28 y 90 días de curado para ambos porcentajes de cemento. El estudio presenta aspectos importantes ya que se describe el proceso desde el diseño del molde y pisón para compactar las vigas hasta el diseño de un arnés que permite instrumentar la viga con un par de "LVDTs". El arnés se sujetó a las vigas en un punto donde teóricamente no existen esfuerzos ni deformaciones, permitiendo así la medición de la deflexión por tensión en la parte inferior de la viga durante la aplicación de la carga cíclica. Posteriormente esos datos se utilizaron para la determinación de la degradación del módulo durante la aplicación de la carga cíclica.

Dentro de los resultados obtenidos del estudio se demuestra que el valor del módulo de elasticidad obtenido en cilindros de 15 x 30 cm por medio de pruebas a compresión simple en marcos de carga universal, es muy inferior en magnitud respecto de los valores que se obtienen en materiales de base estabilizada. Por otro lado, los valores obtenidos a partir de resultados de pruebas de módulo de ruptura con medición de deflexión concuerdan con los valores mostrados en la literatura.

Finalmente, de las pruebas de fatiga se puede observar que las bases estabilizadas tienen un comportamiento muy cercano al elástico ya que la mayor parte de la deformación que se genera durante la prueba es recuperable, sin embargo, debido a esta misma característica la falla del material es de tipo frágil. Por otra parte, se presentan gráficas de degradación del módulo de elasticidad secante, en las cuales se puede observar que este comportamiento se mantiene constante en aproximadamente 60% del número total de ciclos a la falla que resiste un espécimen, además de otras etapas de transición y sólo al final experimenta una caída súbita cuando se presenta la falla de la viga.

Se obtuvieron además los criterios de fatiga para el material estabilizado con 8 y 10 % de cemento. Se observa que la ley de fatiga obtenida en este trabajo experimental en ambos casos se ubica por arriba de ley obtenida por la PCA., sin embargo, es importante hacer notar que se requiere de mayor investigación para validar los criterios de fatiga obtenidos.

Capítulo 1

INTRODUCCIÓN

A medida que la población ha incrementado se ha requerido la construcción y ampliación de la infraestructura carretera nacional, la cual en sus orígenes inició con caminos secundarios y posteriormente dio paso a estructuras de pavimento similares a las que actualmente se construyen, esto con el objetivo de cubrir las necesidades de los usuarios. Para la construcción de esa infraestructura vial, en su mayoría se utilizaron materiales de buena calidad, mismos que generalmente eran extraídos de bancos cercanos a la obra, pero las condiciones que se presentan actualmente en las carreteras de México, donde el tránsito es cada vez más intenso y las cargas que inducen los vehículos superan las características del diseño original, ha impuesto la necesidad de incrementar las expectativas de los materiales desde un punto de vista mecánico.

1.1. Planteamiento del problema

Desde que los primeros pavimentos presentaron fallas en su estructura se han tratado de buscar soluciones para mejorar las propiedades de los materiales empleados en su construcción. Para el caso particular de la capa base (compuesta de material con granulometría definida por normas) una de las soluciones propuestas ha sido su mejoramiento o estabilización; este proceso consiste en mezclar un aditivo (cementante) al material, de tal forma que por medio de la reacción química (cohesión) y la aplicación de energía a través de algún método (comúnmente compactación) se puedan mejorar las propiedades mecánicas y así incrementar el tiempo de la vida útil de la obra.

Adicionar cemento al material de base, ha mostrado incremento en la durabilidad del material puesto que se reduce la susceptibilidad al agua, sin embargo, presenta una desventaja, el “agrietamiento”, por la hidratación del cemento y su posterior contracción durante el proceso de secado del material, dicho agrietamiento se refleja en la capa de rodamiento ocasionando discontinuidad en la carpeta, para después ocasionar la reducción de la calidad en la superficie de rodadura, hasta llegar a ser inadecuada para el tránsito de los vehículos.

La literatura muestra que existe una gran variedad de estudios sobre bases estabilizadas con cemento. Los estudios van desde aquellos que analizan los factores de los que depende el agrietamiento, medidas de mitigación de los agrietamientos, obtención de la ley de fatiga de dicho material, etc. Sin embargo, en México, no se han llevado a cabo estudios en dicho tema hasta donde el autor tiene conocimiento, por tanto, el presente trabajo es un estudio sobre bases estabilizadas debido a la importancia que tiene para todos aquellos involucrados tanto en el diseño como en la construcción de carreteras donde se emplearán materiales estabilizados con cemento.

1.2 Objetivo del trabajo

Como se mencionó anteriormente, en México existen muy pocas investigaciones sobre bases estabilizadas y menos aún desde una perspectiva mecánica del material. Por ello en este trabajo se tuvo como objetivo investigar y explicar el efecto de la fatiga de un material de base estabilizado con 8 y 10 % de cemento, además se consideraron altos porcentajes de cemento debido a que actualmente una gran cantidad de proyectos se han construido con 14% de cemento, para estabilizar el comportamiento de la capa base.

Para lograr el objetivo de la investigación también fue necesario determinar los módulos de ruptura, módulos de elasticidad y comportamiento esfuerzo-deformación del material, además de la determinación del número de ciclos a la falla en los especímenes sometidos a carga cíclica los cuales fueron curados durante 28 y 90 días para cada uno de los porcentajes de cemento estudiados.

1.3 Hipótesis

El módulo de elasticidad obtenido a partir de cilindros ensayados en compresión simple por medio de un marco de carga universal, se encuentra por debajo de los valores que se muestran en la literatura para bases estabilizadas.

La degradación del módulo secante más importante que se presenta durante una prueba de fatiga se genera al inicio (10% del número de ciclos a la falla), posteriormente se mantiene casi constante durante aproximadamente un 60% del número de ciclos que resiste el material y en el último 30% se presenta la mayor degradación del módulo de elasticidad. Esto cuando el proceso de carga-descarga del material es cíclico y con una frecuencia uniforme.

La fatiga del material se puede retardar cuando el material es sometido a una relación de esfuerzo inferior al 40%, para lo cual será necesaria la adecuada determinación del módulo de ruptura y posteriormente un análisis adecuado para el cálculo de los esfuerzos y deformaciones que se presentarán en la capa base del pavimento, cuando este se encuentre en funcionamiento.

1.4 Organización del trabajo

El trabajo se presenta de la siguiente forma:

El capítulo 2 contiene una descripción del pavimento así como una propuesta de definición para el mismo desde una perspectiva de la mecánica de materiales, además, se mencionan los principales factores que influyen en el diseño. También se describen las funciones de cada una de las capas que integran al pavimento, haciendo énfasis en el material empleado para la construcción de la capa base. Al final de este capítulo se presentan algunos aspectos relacionados con la estabilización de materiales.

El capítulo 3 trata sobre el estado del arte aplicable a la fatiga de los materiales estabilizados con cemento, al mismo tiempo que resume los aspectos aplicables a ese tipo de materiales entre los que se encuentran: definición de base cementada, diseño de la mezcla, mecanismo de estabilización con cemento, reflejo de grietas en la superficie, factores que afectan la contracción por secado, propuestas para mitigar el agrietamiento y las leyes de fatiga propuestas en la literatura.

El capítulo 4 describe el material utilizado para la elaboración de los especímenes empleados durante la etapa experimental, es decir, se muestra la caracterización del material de banco, el diseño de la granulometría y determinación de propiedades índice, además de los resultados de las pruebas realizadas para obtener las curvas de compactación (Proctor modificada) respectiva a cada uno de los porcentajes de cemento aplicados para estabilizar la base. Asimismo se muestran los contenidos de agua óptimos y peso volumétrico seco máximo obtenidos para el material en estado natural así como en las mezclas con 8 y 10 % de cemento.

Dentro del capítulo 5 se describen la mayoría de los aspectos relacionados con la etapa experimental, en este capítulo se realizó una extensa descripción de los criterios empleados para diseñar el equipo necesario para elaborar los especímenes a experimentar, también se mencionan los criterios que se utilizaron para diseñar el arnés que permitió instrumentar las vigas con un

“LVDT”. Siendo esto último quizás la contribución más importante en el ámbito experimental, puesto que a partir de esa instrumentación fue posible conocer la magnitud de la deflexión en la fibra inferior extrema del espécimen.

El capítulo 6 corresponde al reporte de los resultados obtenidos de cada una de las pruebas al mismo tiempo que se analizan y se plantean las respuestas a cada uno de los efectos que se encontraron como resultado de la experimentación; también dentro de este capítulo se describen ampliamente las pruebas realizadas tanto en el laboratorio de mecánica de suelos del Instituto Mexicano del Transporte (I.M.T.) como de los trabajos efectuados en el Centro de Estudios y Experimentación de Obras Públicas (CEDEX) en Madrid, España, lo que permitió contar con planos comparativos para los ensayos realizados y así continuar apoyando la teoría de haber obtenido resultados confiables, al mismo tiempo la realización de trabajos en laboratorios diferentes permitió comparar la metodología y criterios de análisis de la información.

Finalmente en el capítulo 7, se presentan las conclusiones y recomendaciones derivadas de este trabajo.

Capítulo 2

MARCO TEÓRICO

La historia de las carreteras en México comenzó en 1925 con la transformación de los caminos vecinales y de herradura hacia estructuras de pavimento en sus diferentes modalidades. A través del tiempo, el crecimiento en la construcción de pavimentos se puede observar gráficamente en la Figura 2.1.

1930



1940



1950



1960



1970



1980



Figura 2.1. Evolución cronológica de las carreteras en México

En el caso particular de México, las carreteras se han convertido en el eje sobre el que se mueve la economía nacional, debido a que aproximadamente el 80% del total de las cargas se mueven por algún tipo de autotransporte a través de los más de 325,000 kilómetros de la actual red carretera nacional ilustrada en la Figura 2.2, así como los corredores carreteros de tipo troncal (Figura 2.3).



Figura 2.2. Red carretera nacional



Figura 2.3. Corredores carreteros de tipo troncal

Por lo mencionado en el párrafo anterior, las carreteras en nuestro país resultan de gran importancia para el desarrollo económico, haciendo necesario para los ingenieros, contar con el conocimiento tecnológico que permita resolver adecuadamente todo lo relacionado con la infraestructura carretera en función de las necesidades propias del país, tanto para proporcionar el mantenimiento preventivo, reconstrucción, ampliación o construcción de la red carretera.

La posibilidad de eficientar el pavimento a lo largo de su vida útil puede ser a través de un diseño congruente entre las cargas que recibirá y su resistencia, donde además de muchos otros factores intervendrá un adecuado proceso constructivo aunado al mantenimiento preventivo que reciba posteriormente. Por lo tanto, para obtener una red carretera adecuada a las necesidades de México, el diseño más apropiado será aquel que logre integrar la mayor cantidad de información real, tanto en lo que se refiere a las demandas del proyecto, como en la objetividad de las bases teóricas con que se solucionará cada problema en particular.

Una de las premisas del mantenimiento en los pavimentos se refiere a que deberá ser económico y expedito, haciendo necesario que los criterios de diseño, proceso constructivo, supervisión en su etapa de construcción, información de los materiales y otros factores más, sean los adecuados y propios a los proyectos que se desarrollan en el país, para que ese mantenimiento sea únicamente en la capa superior.

Por lo anterior resulta necesario mejorar el diseño de los nuevos pavimentos, por lo que el presente trabajo busca coadyuvar en la parte teórica del diseño a través de un estudio experimental que permita determinar una ley de fatiga aplicable a materiales de base estabilizados con 8 y 10% de cemento, esto cuando el material se ve sometido a la aplicación de cargas cíclicas, puesto que esa es la forma en que trabaja cuando se encuentra integrando una de las capas del pavimento.

El material empleado en la experimentación cumplió con una granulometría apropiada para la construcción de la capa base en carretera de altas especificaciones (más de un millón de ejes equivalentes, durante la vida útil del pavimento) según la norma de la Secretaría de Comunicaciones y Transportes (S.C.T.), sin embargo, para superar las expectativas de su comportamiento mecánico fue estabilizado por medio de la adición de dos porcentajes distintos de cemento (8% y 10%), posteriormente compactado en un molde rectangular para formar especímenes prismáticos que se ensayaron bajo condiciones de carga cíclica después de 28 y 90 días de curado. Esto con el propósito de conocer la cantidad de ciclos de carga-descarga que pueden soportar con diferentes relaciones de esfuerzo, fenómeno conocido como "fatiga" y a partir de esos resultados se buscó proponer una ley de fatiga que modele el comportamiento de materiales similares.

2.1. El pavimento

2.1.1. Definición

Existe una gran cantidad de definiciones para pavimento, sin embargo, para los ingenieros en general y más aún para aquellos que están vinculados con la mecánica de suelos o en su caso más específico con las vías terrestres, una definición objetiva desde el punto de vista técnico podrá ser aquella que esté orientada hacia conceptualizarlo como una obra de adecuado desempeño estructural desde las terracerías hasta la superficie de rodamiento.

El párrafo anterior, sirve como guía para proponer la siguiente definición de pavimento: "Capa o conjunto de capas con espesor variable que serán construidas con materiales resistentes a los efectos del tránsito e intemperismo, (la resistencia puede ser intrínseca a los materiales que lo conforman u obtenida por medio de procesos físico-químicos) para que sean capaces de soportar y transmitir las cargas aplicadas en la superficie de rodamiento hacia el terreno de cimentación, al mismo tiempo que disipen rápidamente y con la mayor uniformidad posible, a los esfuerzos resultantes de la aplicación de carga conforme se incrementa la profundidad de las capas sin acumular deformaciones importantes, además de proporcionar seguridad y confort en la capa que hace contacto con los neumáticos, todo lo anterior para un número de repeticiones consideradas dentro del tiempo de la vida útil".

Es claro que esta propuesta de definición no logra acumular la totalidad de consideraciones que se deben tener presentes en un pavimento, puesto que la construcción de las vías terrestres requiere de más criterios, particularmente propios de cada proyecto a diseñar, al igual que en su etapa de construcción y posteriormente durante el mantenimiento de conservación, es por ello que a lo largo del presente capítulo se buscará ofrecer un panorama general de esas consideraciones y criterios haciendo énfasis en las de tipo estructural.

2.1.2. Tipos de pavimento

Los pavimentos se pueden clasificar en función de la forma en que los materiales colocados en la capa superior distribuyen las cargas transmitidas por los vehículos, mismas cargas que generan esfuerzos y deformaciones de distinta magnitud en cada una de las capas del pavimento, siendo ésta la diferencia esencial que existe entre los pavimentos rígidos y flexibles, como resultado del comportamiento macroscópico que se observa en el concreto hidráulico y en las mezcla asfálticas, respectivamente.

Esta clasificación puede resultar arbitraria, puesto que cierto tipo de mezclas asfálticas convencionales y más aún las estabilizadas con polímeros o componentes apropiados para incrementar el módulo de elasticidad, pueden llegar a ser tan rígidas como el propio concreto hidráulico bajo ciertas condiciones de temperatura y en el caso del concreto puede presentar una rigidez relativamente baja con respecto a otros concretos de alta resistencia cuando su espesor no ha sido adecuadamente diseñado en función de las cargas que le serán impuestas. Otra causa de un módulo de rigidez bajo puede estar relacionado con un reducido porcentaje de cemento en la mezcla, ocasionando que el módulo de rigidez sea menor, el cual se puede ver afectado aún más cuando la geometría de las losas de concreto es desfavorable, es decir cuando se construyen de grandes dimensiones.

En forma análoga a la definición propuesta para “pavimento” se buscará una clasificación de los tipos de pavimento desde un punto de vista ingenieril y objetivo, para lo que se clasificarán en dos grandes grupos como se describirá en los siguientes incisos.

2.1.2.1. Rígidos

Fundamentalmente presentan losas de concreto armado como superficie de rodamiento, por lo que esa capa aporta la mayor parte de la rigidez total del pavimento además de una gran resistencia a las deformaciones por su elevado módulo de elasticidad que en gran medida es el resultado de la combinación concreto-acero, donde también el porcentaje de cemento aplicado al concreto será fundamental para incrementar la cohesión entre los agregados y con ello la resistencia a los esfuerzos que actúen sobre el material.

La combinación de los factores descritos en el párrafo anterior da como resultado una distribución de la carga en un área considerablemente más amplia por efecto de la rigidez, principalmente cuando la carga actúa dentro del tercio medio de la longitud de cada losa y con ello la generación de esfuerzos resultará de menor intensidad, por lo que las deformaciones en las capas inferiores (base, subbase, subrasante, etc.) son frecuentemente, de menor magnitud bajo el centro de la losa.

Sin embargo uno de los problemas más frecuentes que se pueden presentar en este tipo de pavimentos con superficie de rodamiento constituida por losas de concreto (pavimento rígido) se genera en los bordes de las losas, por ser una zona con alta concentración de esfuerzos a pesar de distintos mecanismos que se han implementado para solucionar este problema, tal como han sido las barras de acero liso (pasajuntas) colocadas en el eje neutro del espesor de las losas, con lo que

se busca que la transmisión de cargas sea similar al de una losa continua, reduciendo los esfuerzos en los bordes.

Uno de los factores más comunes de esa concentración de esfuerzos en los bordes de las losas, puede ser resultado del alabeo en las losas derivado de la migración de finos que se encuentran debajo de las placas de concreto, siendo conocido este efecto como bombeo, el cual se incrementa con la presencia de agua. Otro efecto adverso puede ser el asentamiento diferencial que se presenta en el material de base, fundamentalmente en la zona debajo de la unión de dos losas de concreto, efecto que se puede incrementar aún más con el asentamiento que se presenta en las terracerías y que se transmite hacia las capas superiores. Para reducirlo es necesario que las bases sean suficientemente rígidas (tanto o más que las destinadas a la construcción de los pavimentos flexibles), ese incremento en la rigidez busca evitar que se presenten asentamientos diferenciales en la zona de transición de las losas, pues si esas diferencias de elevación entre losas (principalmente en los extremos) llegan a ser importantes y rebasan los valores permitidos por los criterios internacionales, como puede ser el índice internacional de regularidad (I.R.I.), puede dar origen a una deficiencia conocida como escalonamiento, tornando al pavimento en principio como una vía incómoda para el usuario, perjudicial para los vehículos y posteriormente dando paso a los problemas de tipo estructural en el pavimento.

Debido a lo mencionado anteriormente, se puede comprender la importancia que tiene el estudio de las capas que se encuentran debajo de la superficie de rodamiento y particularmente para el caso que nos compete en este trabajo, el comportamiento de la capa base cuando se le han incrementado sus expectativas mecánicas por medio de la estabilización, con particular atención a los efectos generados por la aplicación de carga cíclica.

La estructura de los pavimentos rígidos es similar a la que presentan los pavimentos flexibles, pero se pueden omitir capas y reducir sus espesores en función del tipo de material que se emplee en su construcción. La Figura 2.4 muestra el corte típico de un pavimento rígido.

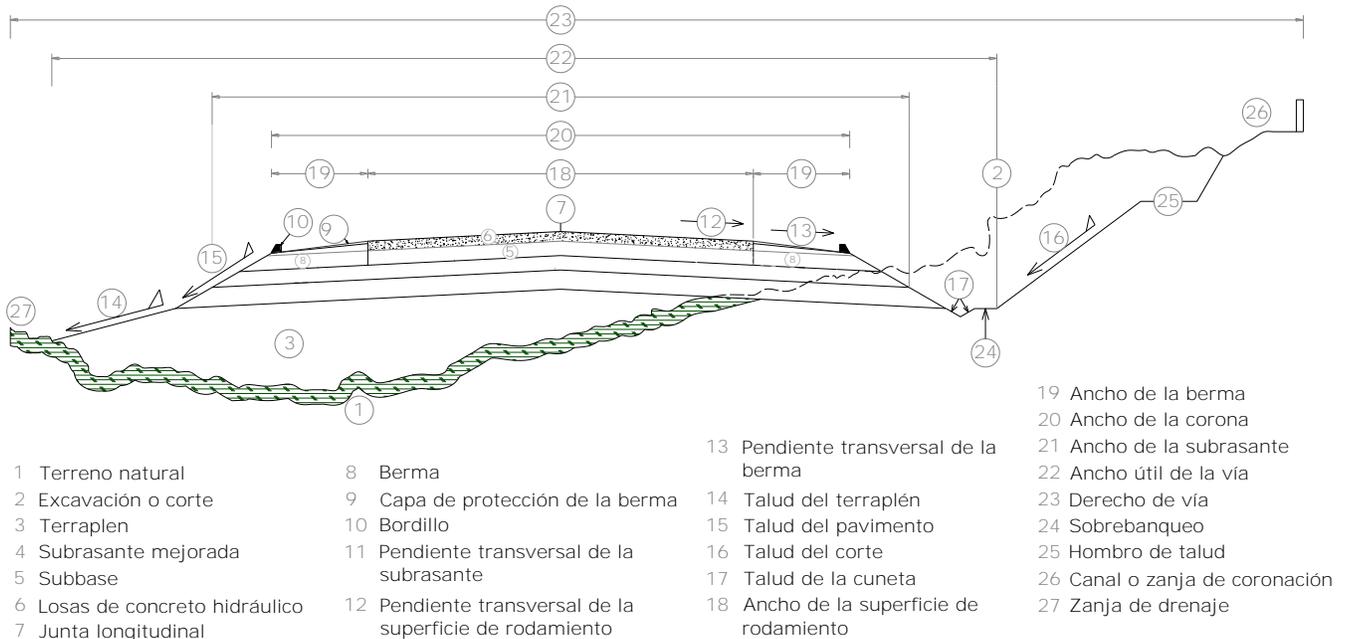


Figura 2.4. Corte transversal de un pavimento rígido

2.1.2.2. Flexibles

Generalmente un pavimento flexible es aquel en que la superficie de rodamiento, se construye con mezclas asfálticas [combinación de asfalto y agregado pétreo con granulometría variada en función de las necesidades del proyecto] que, por la propia naturaleza del material asfáltico presenta un comportamiento plástico en mayor o menor grado, dependiendo del módulo de rigidez que presenten los materiales, así como de los porcentajes empleados para generar la mezcla.

Consecuencia de esa relativamente baja rigidez [respecto al concreto hidráulico cuando las mezclas no han sido modificadas o en su caso diseñadas adecuadamente], los pavimentos flexibles pueden llegar a ser susceptibles de acumular deformaciones permanentes por efecto del tránsito, motivo por el cual en pavimentos con este tipo de capa superior, resulta de gran importancia realizar un adecuado proceso constructivo principalmente en lo que se refiere a compactación y drenaje de las capas inferiores.

Para el caso de los pavimentos contruidos con una carpeta asfáltica de baja rigidez -respecto de las cargas que le serán impuestas por los vehículos- se podría llegar a suponer que las cargas inicialmente en la superficie actúan sobre un área reducida, producto de la relativa flexibilidad de la mezcla asfáltica que permite la deformación del material, produciendo una concentración de esfuerzos en las capas superiores que con la profundidad se distribuirán sobre un área mayor, reduciendo así los esfuerzos tal como lo muestra en forma esquemática la Figura 2.5, hasta que llega una zona donde el área es lo suficientemente amplia para distribuir la carga, reduciendo así la magnitud del esfuerzo y con ello la deformación de los materiales; sin embargo, para entonces las capas superiores -fundamentalmente base y carpeta- ya presentarán deformaciones permanentes que reducen la calidad del pavimento.

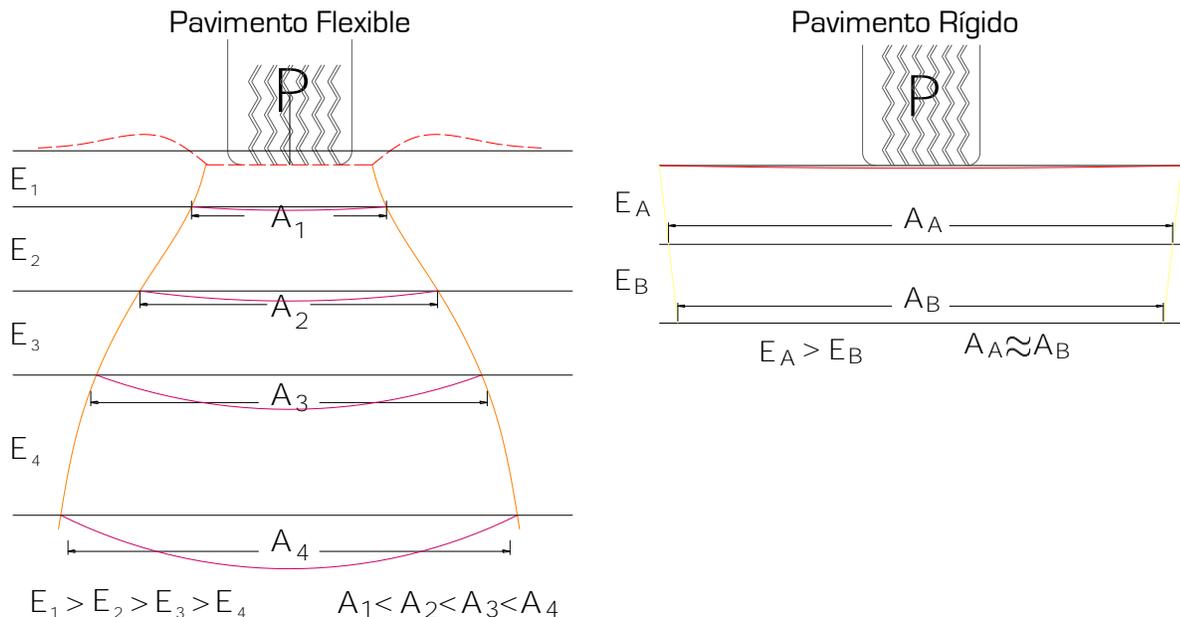


Figura 2.5. Área de influencia de la carga en las diferentes capas del pavimento

Aún con los efectos adversos que se pueden presentar en los pavimentos flexibles, cuando las deformaciones se encuentran por debajo de las estipuladas como permisibles en diversos índices y criterios internacionales, este tipo de pavimento resulta muy cómodo al usuario y ofrece un alto grado de seguridad gracias a la facilidad que presenta para su colocación principalmente en el

peralte de las curvas así como una serie de bondades intrínsecas a un material con fácil adaptación a la superficie sobre la que se coloque.

Para la estructura del pavimento flexible, los módulos de rigidez de cada capa varían en función del material empleado para su construcción y el proceso constructivo con que sea colocado, sin olvidar que siempre se debe incrementar el módulo de rigidez conforme la capa sea más próxima a la superficie de rodamiento, pues en la superficie se presentan los esfuerzos de mayor intensidad.

La Tabla 2.1 muestra los valores del módulo de elasticidad recomendados para los materiales que se emplean en las diferentes capas del pavimento, según la guía AASHTO 1993 (American Association of State Highway and Transportation Officials).

Material	Módulo de Rigidez (psi)
Concreto asfáltico	400,000
Base granular	30,000
Subbase granular	11,000

Tabla 2.1. Módulo de elasticidad tipo de las diferentes capas del pavimento

2.1.3. Estructura del pavimento flexible

La estructura más común para un pavimento flexible se conforma por una subrasante mejorada, subbase, base y carpeta asfáltica. En el caso de la subrasante frecuentemente es mejorada a través del proceso de compactación o incluso parcialmente estabilizada con cal, cemento u otro producto químico para reducir principalmente la plasticidad del material si es que se encuentran arcillas o materiales con comportamiento plástico. Esta capa es desplantada sobre el terreno natural, después de un despalle y retiro de la capa vegetal e incluso sobre terraplenes o pedraplenes.

Siendo la capa más profunda del pavimento se puede suponer que el nivel de esfuerzo que recibirá, será considerablemente menor respecto al de las capas superiores y es a partir de este criterio que se permite el empleo de los materiales ya mencionados en el párrafo anterior.

En orden ascendente se encontrará la capa denominada subbase, con mejores características en granulometría con lo que se obtiene un incremento en las propiedades mecánicas y de drenaje, esto con el propósito de evitar el ascenso de agua desde las terracerías y disipar a la que se pueda encontrar en la capa superior. Si bien en todas las capas anteriores el proceso de compactación es importante, quizás a partir de esta capa se deberá hacer mayor énfasis en el proceso de compactación para proporcionar un adecuado soporte a las capas siguientes.

La base hidráulica es la penúltima capa que conforma la estructura del pavimento. En esta capa se deberá aplicar un criterio que tenga presentes los estándares de calidad más elevados desde el diseño de la granulometría, estudio de su comportamiento mecánico, proceso de compactación, espesor y demás consideraciones inherentes a una base, puesto que será la primera capa construida con material granular y que deberá resistir los esfuerzos provenientes de la superficie de rodamiento.

Como última capa del pavimento flexible se encuentra la carpeta asfáltica, misma que deberá ser resistente a los distintos factores que le imponen desgaste, tales como el tránsito de los vehículos, intemperismo y otros que también actúan sobre la carpeta pero además de ser

resistente a tales efectos, deberá ser estable, proporcionar una textura cómoda y segura para el tránsito, motivos por los cuales demanda gran calidad en su diseño y construcción.

El arreglo integrado por las capas antes citadas conforma la estructura típica de un pavimento flexible, sin que esa sea la única configuración para construirla, puesto que en la medida que así lo permitan las propiedades mecánicas de los materiales se pueden reducir los espesores de las capas e incluso eliminar alguna, cuando se conjugan materiales resistentes además de un tránsito moderado y cargas de baja intensidad.

La Figura 2.6 muestra un corte típico de la forma en que se integra un pavimento flexible, además de las obras complementarias que ayudan a incrementar su durabilidad.

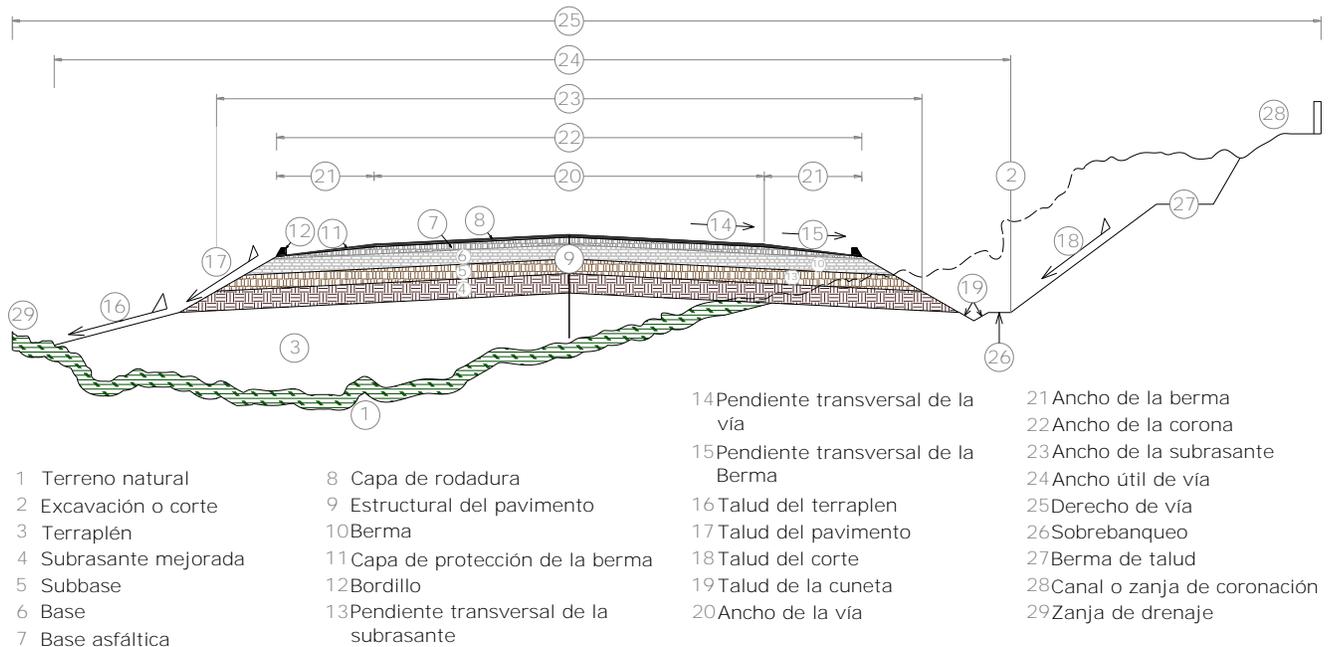


Figura 2.6. Corte transversal de un pavimento flexible

2.1.4. Funciones de las capas que integran el pavimento flexible

2.1.4.1. Subrasante

Esta capa debe proporcionar una superficie uniforme y estable sin que sea estricta la condición de aportar una resistencia estructural importante al conjunto que forma el pavimento; sin embargo, debido a que sobre esta capa se colocarán las capas del pavimento que sí deberán resistir los esfuerzos, la subrasante deberá cumplir diferentes funciones encaminadas a la preservación de esas capas superiores.

Dentro de esas funciones se encuentra el proporcionar la cota de elevación que permita la construcción de obras de drenaje para evacuar la demasía de agua que se pueda presentar en la cercanía de la obra vial, separando así a las capas subsecuentes de un exceso de humedad y de sus correspondientes efectos negativos al pavimento. Otro aspecto importante de esta capa debe ser su control preciso en términos de topografía para que a partir de ella se garanticen los espesores diseñados.

Al ser la capa más profunda del pavimento se asume que la intensidad de los esfuerzos que se generarán en su interior serán de magnitud reducida, por lo que para su construcción es posible emplear los materiales presentes a lo largo del desarrollo del proyecto carretero y en muchas ocasiones se podrá ocupar el material que resulta de cortes, colocándolo posteriormente como terraplén.

Los materiales resultado de cortes generalmente presentan un alto grado de heterogeneidad, sin que esa característica del material sea una limitante para que puedan ser empleados en la construcción de esa capa, puesto que incluso materiales de tipo arcilloso se pueden utilizar siempre y cuando presenten condiciones mecánicas estables, excluyendo únicamente a la "turba", debido a que es un material conformado por un alto porcentaje de materia orgánica y esa condición provoca comportamientos totalmente erráticos, con respecto a los de los materiales comúnmente empleados en la construcción de obras civiles.

La estabilidad del material para la subrasante se podrá evaluar como adecuada siempre que el material presente un bajo coeficiente de expansión o contracción, en caso contrario, si los cambios son de magnitud considerable, se estarán generando efectos adversos a la estructura del pavimento como resultado de la variación en el contenido de agua; sin embargo, ese efecto se pueden reducir agregando algún estabilizante que generalmente puede ser cal o algún otro material cementante que estabilice el comportamiento plástico del material.

Otro proceso para mejorar las condiciones de materiales deficientes en términos de estabilidad, puede ser mezclándolo con materiales de banco que presenten mejores características de estabilidad ante la presencia de agua e incluso se puede llegar a la sustitución de un gran porcentaje del material cuando las condiciones del proyecto así lo impongan.

Los procesos combinados son otra opción muy recurrente, pero nunca se debe olvidar que los materiales deben ser colocados adecuadamente por medio de un proceso de compactación, donde el peso volumétrico y contenido de agua deberán estar cercanos al máximo y óptimo respectivamente, para evitar los cambios volumétricos que se han comentado en párrafos anteriores.

La normatividad vigente emitida por la Secretaría de Comunicaciones y Transportes (S.C.T.) en México (a la fecha del presente trabajo), estipula que la compactación para esta capa deberá ser al $100 \pm 2\%$, preferentemente con el contenido de agua óptimo, para buscar reducir la posibilidad de experimentar cambios en el volumen del material y precisamente para evitar efectos perjudiciales en la estabilidad durante la temporada de lluvias como consecuencia de la saturación que podría expandir el material o en su caso los efectos de la temporada de estiaje en la que se generan contracciones por la pérdida de agua.

Los materiales empleados en esta capa en consecuencia de su variabilidad tan amplia pueden presentar un peso volumétrico máximo en función de su origen, tamaño de partículas, composición química entre otros, sin embargo, sus valores puede oscilar desde 1.4 kN/m^3 a 1.7 kN/m^3 , el contenido de humedad óptimo también será función de las particularidades del material, pero se puede llegar a encontrar dentro del rango de 15% a 35%, respecto del peso seco del material.

En los casos en que el terraplén deba ser construido con materiales granulares como puede ser la arena, grava e incluso fragmentos pequeños de roca, será necesario incrementar el peso volumétrico al momento de colocarlos, esto se puede lograr por medio del proceso de densificación para las arenas, en el caso de grava y fragmentos de roca, con el bandeado utilizando tractores, buscando lograr una posición más estable en ese tipo de materiales y minimizar los reacomodos durante el proceso de construcción y de operación de las capas superiores.

2.1.4.2. Subbase

Esta capa puede considerarse como el sistema de amortiguamiento en los pavimentos, la calidad de los materiales en esta capa estará determinada por las características granulométricas. La granulometría podrá obtenerse en forma natural o por medio de distintos procesos como el cribado, trituración parcial e incluso mezclándolos, sin olvidar que bajo ninguna circunstancia será prudente aceptar materiales finos que proporcionen plasticidad a la mezcla.

La subbase aporta resistencia estructural al pavimento debido a que en su granulometría existe la presencia de partículas gruesas, las cuales tienen la posibilidad de soportar los esfuerzos transmitidos por las capas superiores y más aún, logran disipar la intensidad de los esfuerzos que llegan a la subrasante para que sean de menor intensidad.

Respecto al amortiguamiento antes mencionado se refiere a las deformaciones del pavimento, pues la mayor parte de las variaciones volumétricas generadas por efecto de cambios en el contenido de agua o cambios bruscos de temperatura son disipados en esta capa, así como el congelamiento del agua que se pueda encontrar presente en la subrasante, evitando que las variaciones volumétricas se proyecten a la superficie.

Funciona como capa rompedora de capilaridad, debido a que su granulometría es propicia para la formación de intersticios suficientemente grandes que evitarán el ascenso del agua por efecto de capilaridad, evitando contenidos de humedad altos en el material que constituye la base y en caso que el agua llegara a introducirse a la base procedente de la carpeta asfáltica esta misma capa proporcionará el drenaje complementario.

Reduce el porcentaje de materiales de baja calidad (en términos de plasticidad) que pudieran introducirse a la capa base, provenientes de la subrasante, evitando así una disminución de la calidad en la capa base.

Otro aspecto importante, es el amortiguamiento al impacto económico de los pavimentos, puesto que esta capa se puede construir con espesores de magnitud considerable, para aportar mayor capacidad estructural al pavimento por medio del empleo de materiales más económicos, con lo que se reduce el espesor de las capas superiores, donde se sabe que los materiales empleados en la construcción de las capas más próximas a la superficie serán más costosos.

En lo que se refiere a espesor de la subbase diversos trabajos experimentales han coincidido en determinar que su espesor mínimo debe estar dentro del rango de los 12 a 15 centímetros (Rico y Del Castillo, 1992), sin que esto sea una norma, pues estará en función de las propiedades del material a emplear y un análisis que respalde al espesor en cada obra.

Esta capa se construye en gran medida con material que coloquialmente en México se conoce como "grava-arena", el cual se encuentra acotado por una curva granulométrica con un área bastante amplia que permite distintas configuraciones del material, pero siempre se deberá tener en cuenta que la curva granulométrica no presente una variación excesivamente distinta a la forma de las curvas que acotan esa área.

2.1.4.3. Base

Esta capa cubre una gran cantidad de funciones, a continuación se listan algunas de las más representativas:

- Aportar resistencia estructural a un costo moderado.

- Proporcionar un soporte estable a la carpeta asfáltica ya que sobre ésta actuarán directamente la carga de los vehículos generando esfuerzos muy elevados y el contacto de la base con la carpeta ocasiona la transmisión de esfuerzos importantes a la base, por lo tanto, ésta deberá reducir la intensidad de esos esfuerzos a una magnitud acorde a la resistencia de los materiales con que se diseñan las capas inferiores.
- No presentar cambios importantes en su volumen ni en la resistencia al corte aún en presencia de agua, además estas propiedades deberán ser considerablemente mayores en cierto porcentaje respecto a la resistencia que demandarán las cargas que transiten sobre el pavimento. Para lograr ese objetivo es recomendable utilizar materiales granulares con el mínimo porcentaje de partículas finas pues ya se ha hecho referencia a la posibilidad de encontrar propiedades de plasticidad en el material fino además de ser afines al agua; por último se dirá que la presencia de esos materiales ocasionará una reducción importante en la resistencia al corte.

La base podrá ser construida con materiales cribados, total o parcialmente triturados, también se podrán emplear mezclas de diferentes tipos de materiales, pero siempre cumpliendo con la granulometría especificada por la S.C.T. para el caso de México y la correspondiente para cada país.

En la capa base, por estar conformada con materiales granulares, la resistencia estructural será aportada por el desarrollo de la fricción entre partículas. Siendo esta una resistencia casi constante aún con las diferentes variaciones que afectan a los materiales, pues los materiales de granulometría gruesa presentan variaciones mínimas en su resistencia, respecto a las que pueden presentar los materiales finos, donde la resistencia al corte es proporcionada por la fuerza de cohesión, misma que será función de diversos factores externos, principalmente el contenido de agua presente en los diferentes instantes de tiempo.

La denominación de “base hidráulica” se debe a que el material presentará un elevado coeficiente de permeabilidad para disipar el agua proveniente de la carpeta y en su caso evitar el ascenso capilar del agua que pudiera estar presente en la subbase.

Por la importancia estructural de la capa base, será conveniente analizar a fondo los criterios a emplear en su diseño, además de los criterios para la etapa de construcción y operación, esto con el propósito de reducir los efectos negativos que generan sobre esa capa del pavimento las cargas cíclicas de los vehículos. Siendo quizás la fatiga del material el principal efecto adverso en los materiales estabilizados, efecto que se analizará con especial atención en el capítulo 3 del presente trabajo.

2.1.4.4. Carpeta asfáltica

La carpeta asfáltica será el resultado de mezclar asfalto con materiales pétreos seleccionados y sometidos a un proceso industrial que permita contar con un material al que se le pueda considerar como homogéneo. La cantidad de material asfáltico se adicionará acorde a las necesidades del proyecto, generando así una gran variedad de mezclas, de las cuales se puede encontrar una gran cantidad de información tanto en publicaciones internacionales como nacionales y normativas propias a nuestro país.

Debido a que sobre esta capa actúan en forma directa las cargas aportadas por el tránsito de los vehículos, deberá cubrir tres funciones principales: resistencia estructural, seguridad y confort.

La resistencia estructural será quizás la más importante de las funciones que deba cumplir la carpeta asfáltica ya que sólo así se podrá garantizar la seguridad y el confort del pavimento. En el material que conforma a la carpeta la resistencia será proporcionada por la “cohesión”. A diferencia de la base que obtiene su resistencia a través de la fricción desarrollada entre partículas, ésto debido a que la falta de confinamiento superior combinada con la acción de los efectos antes mencionados hace necesario el empleo de material que ligue a las partículas entre sí, pero al mismo tiempo deberá permitir la presencia de vacíos donde puede existir aire para que se amortigüen las expansiones y contracciones generadas por la variación de temperatura.

La carpeta deberá contar con la resistencia adecuada a partir de la cohesión entre partículas, puesto que sobre esta capa se presentará una gran cantidad de efectos mecánicos como son los esfuerzos normales y tangenciales, estos efectos se muestran en forma esquemática en la Figura 2.7. Estos esfuerzos serán producidos por el peso propio de los vehículos al transitar en forma lineal antes, durante y después de su paso por un punto, además del incremento de esos efectos en los tramos de curva, donde cambian los porcentajes de repartición de carga en los ejes, ocasionando mayor intensidad de esfuerzo en la zona exterior de la curva con respecto a la parte interna de la misma, tampoco se debe olvidar la aceleración con sus efectos tangenciales y más intensos aún cuando se presenta el frenado brusco de los vehículos.

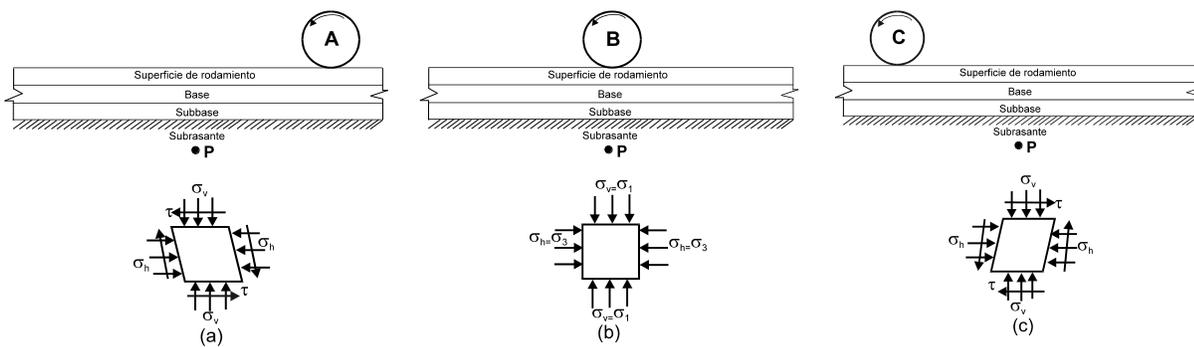


Figura 2.7. Efectos mecánicos a resistir por el pavimento [Pérez, 2004]

Otro efecto es la vibración producida por el impacto dinámico que induce el desplazamiento de los automóviles sobre la carpeta, aunado a esto se encuentra el desgaste que ejercen en forma intermitente (pero concentrada) los neumáticos y más aún los factores climáticos en forma permanente sobre la totalidad de la carpeta asfáltica.

Para incrementar la resistencia existen gran cantidad de procesos de tipo mecánico y químico, como son la adecuada compactación del material y elaboración de asfaltos modificados respectivamente con el propósito de resistir altos esfuerzos y las fuertes variaciones de temperatura en el medio ambiente dependiendo del sitio en que se realice la obra.

2.2. Factores a considerar en el diseño de pavimentos flexibles

Sobre los pavimentos actúan una gran cantidad de efectos tendientes a su degradación, dentro de estos se encuentran las cargas transmitidas por los vehículos, el intemperismo con todas sus implicaciones sobre el material haciéndolo vulnerable a la disgregación. A continuación se mencionarán tres factores en los que comúnmente se hace énfasis al realizar el diseño de un pavimento, en el pleno entendido de saber que estos no son los únicos factores adversos al correcto desempeño del pavimento, sin embargo, se considera que son los más representativos y recurrentes.

2.2.1. Materiales

En la construcción de los pavimentos flexibles básicamente se emplean cuatro tipos de materiales clasificados por su origen. El primer tipo a emplear serán los que conforman los terraplenes generalmente producto de los cortes o en su caso los que resultan de préstamos laterales -proceso que actualmente existe la tendencia a eliminar su uso, o en su defecto incrementar la distancia de la zona en la que se realiza el corte a partir del eje del camino para no afectar posteriormente a la propia subrasante desde un punto de vista hidráulico como resultado de la acumulación de agua en los costados de la vía- para formar la subrasante; después se encuentran los de tipo granular colocados entre carpeta y subrasante con distintas calidades, que mayormente tendrán su origen en bancos, siendo la roca más comúnmente explotada la de tipo ígneo, otro tipo de materiales serán los cementantes o aglutinantes que se podrán mezclar con los dos tipos de materiales antes mencionados, esto con el objetivo de incrementar las expectativas mecánicas respecto de su estado natural, por último los materiales asfálticos que cubren una función aglutinante similar a los cementantes y son obtenidos de la industria petroquímica para generar las mezclas al combinarse con los pétreos.

A partir de los materiales presentes a lo largo y en la cercanía del proyecto, se podrá plantear la estructura más conveniente para el tránsito que circulará sobre la vía, puesto que debido a la diversidad que presenta México en su orografía se pueden encontrar materiales con propiedades mecánicas adecuadas para la construcción de pavimentos y en contraparte materiales complicados para ese propósito como pueden ser los materiales que se presentan en zonas de inundación, siendo el caso que predomina en el sureste mexicano, otros pueden ser los que resultan de la depositación aluvial como el Valle de México o los de tipo expansivo en el centro del país, por todo esto es necesario realizar pruebas que permitan determinar las propiedades de cada material para decidir sobre su empleo o no en la construcción de los pavimentos.

Ya en términos estructurales los materiales serán sometidos a distintas pruebas para determinar su calidad, propiedades mecánicas y con ello proponer su mejor uso o la solución que permita utilizarlo en la construcción de pavimentos.

Los materiales empleados en pavimentos flexibles generalmente presentan fallas asociadas con la degradación de las propiedades mecánicas en el material, por ejemplo, el caso de las carpetas comúnmente presentan agrietamiento ocasionado por el efecto de la fatiga como se muestra en la Figura 2.8. Este fenómeno da paso a otra serie de efectos adversos a la estructura del pavimento, pues al fracturarse la carpeta cambiará su módulo de rigidez, además de presentar un comportamiento similar al de un conjunto de fracciones aisladas una de la otra, ocasionando con ello una disminución del área de contacto sobre la que se aplica la carga y como resultado el incremento de esfuerzos, además de la penetración de agua, dando origen al efecto de bombeo, proceso que continuará hacia la degradación del pavimento, esto por citar algunos de los efectos entre otros tantos que se podrán presentar.



Figura 2.8. Agrietamiento por fatiga en la carpeta

A continuación se describirán en forma muy general algunas de las pruebas más representativas que se realizan a los materiales granulares para determinar sus propiedades índice, siendo éstas un indicador del posible comportamiento mecánico de los materiales cuando se encuentren conformando alguna de las diferentes capas de la estructura del pavimento, posteriormente se listarán los parámetros para las mismas pruebas conforme a lo que las normas de la S.C.T. establecen como permisibles para definir el empleo o rechazo de los materiales en las distintas capas del pavimento.

Prueba de los ángeles

Consiste en someter a procesos de abrasión e impacto a los agregados determinando previamente la granulometría, posteriormente se depositan en un cilindro metálico adicionando esferas de acero al material, el número de esferas será función del tamaño del agregado según indica la norma correspondiente. El agregado en combinación con las esferas dentro del equipo será sometido a un número de revoluciones dependiendo del tamaño máximo de la partícula presente en el material, con el propósito de generar desgaste y la velocidad del equipo será de 30 rpm.

Al terminar la prueba se determina nuevamente la granulometría del material y se compara contra la inicial; el material considerado como producto del desgaste será aquel que pase la malla No. 12.

Pérdida de estabilidad por saturación

Esta prueba se realiza en materiales finos con el propósito de conocer la susceptibilidad del material a disolverse cuando se encuentra sumergido en agua y para el caso de los materiales granulares el objetivo de la prueba será identificar la presencia de partículas deleznable o terrones de arcilla mezclados con el material, el resultado de esta prueba se podrá conocer a través de la diferencia de masa que se calcule posterior a la prueba con respecto de la masa inicial.

CBR (California Bearing Ratio)

Corresponde a la capacidad portante con que cuenta el material cuando es sometido a una prueba ya especificada (VRS) y que consiste en penetrar al material a una velocidad de 1.27 mm/min. El VRS en porcentaje es la relación de la carga requerida para penetrar 2.54 mm al material compactado, respecto a una carga patrón de 1360 kg. Para los casos en que se

encontrara una carga superior a la estipulada como base del cálculo, sólo se dirá que el material cuenta con un VRS igual a 100%.

2.2.1.1. Subrasante

Debido a que los materiales que comúnmente constituyen la subrasante son de tipo limoso o arcilloso, resulta necesario evaluarlos a través de pruebas que den a conocer sus límites de Atterberg y coeficiente de expansibilidad para lo que se usa la prueba conocida en México como V.R.S. (valor relativo de soporte). Otro parámetro importante es el grado de compactación que se puede obtener por medio de la prueba AASHTO, donde los valores de cada una de estas pruebas se sujetarán a la normatividad vigente pero más aún en función de las especificaciones del proyecto.

2.2.1.2. Subbase y base hidráulica

El material granular se puede encontrar en forma natural o también se puede extraer de banco, pero indistintamente del origen deberán ser evaluados inicialmente en su granulometría para establecer el posible empleo del material en la capa base o subbase que conformará al pavimento, además de obtener su límite líquido e índice plástico cuando presente finos, continuando con su equivalente de arena, prueba de los ángeles para evaluar su desgaste y así estimar la durabilidad del material.

Posteriormente se realizará la prueba de compactación para determinar su máximo peso volumétrico seco, dando paso a la ejecución de la prueba denominada Valor Soporte de California [CBR].

2.2.1.3. Base estabilizada

La estabilización se obtiene agregando un producto cementante que comúnmente está encaminado a generar reacciones químicas en el material para incrementar su resistencia al corte, por lo que se deberá evaluar el comportamiento mecánico del material a estabilizar para determinar la factibilidad de adicionar el cementante, las pruebas a realizar para establecer si es propicio el material será por medio de la medición de su rigidez, también se requiere de pruebas encaminadas a conocer la pérdida de estabilidad por saturación, conforme a la normatividad de la S.C.T.

Las bases estabilizadas son frecuentemente empleadas en la construcción de pavimentos rígidos, sin que sean privativos sólo de ese tipo de estructura puesto que las bases estabilizadas también se pueden emplear en pavimentos flexibles cuando así lo requiera el proyecto.

2.2.1.4. Carpeta asfáltica

Esta capa es el resultado de mezclar material pétreo y asfalto, por lo que se deben conocer las propiedades mecánicas de ambos materiales previo a su mezclado, pues si bien es posible conocerlas posterior al proceso de mezclado, en forma separada resulta más fácil y con esto se podrá calificar con mayor precisión la calidad de la carpeta, permitiendo así involucrar las propiedades mecánicas como otro factor en el diseño del pavimento.

El material pétreo podrá presentar distintas granulometrías dependiendo del tipo de mezcla asfáltica que se quiera lograr, posteriormente se realizarán pruebas que indiquen el porcentaje de desgaste que sufrirá por medio de la prueba de intemperismo acelerado, así como otros efectos que se evalúan en función de pruebas como es la absorción, densidad relativa, forma de la

partícula, además de las pruebas que el constructor considere necesarios para garantizar la calidad y resistencia que implícitamente llevará a la durabilidad.

Por otra parte los materiales asfálticos son muy variados y complejos desde el punto de vista químico, que es en realidad como se pueden estudiar las fuerzas que se desarrollan en el material para generar la resistencia requerida. Sin embargo, para efectos prácticos a los ingenieros civiles involucrados en la construcción de pavimentos conviene tener presente que el asfalto está constituido principalmente por asfaltenos, resinas y aceites derivados del petróleo que en conjunto proporcionan el efecto “cohesivo” con lo que se ligan los materiales pétreos entre sí, logrando así ser resistentes a la aplicación de carga.

El asfalto se puede encontrar en estado sólido o líquido según la temperatura que sobre el actúe y su empleo es muy versátil ya que se pueden fabricar las mezclas asfálticas, morteros, riegos de liga, impermeabilizante para las obras complementarias de drenaje o para estabilizar los diferentes materiales empleados en la construcción de las diferentes capas del pavimento.

Las características mecánicas que este material debe reunir son evaluadas a través de pruebas de viscosidad dinámica y cinemática, resistencia a la penetración, solubilidad, índice de ruptura, punto de inflamación y reblandecimiento entre otras, de las cuales sus valores se encuentran normalizados por las distintas instancias responsables de regular su calidad.

La importancia de un adecuado diseño de las mezclas estriba en la estabilidad de sus propiedades reológicas, siendo éstas función de la temperatura porque al someterse a temperaturas bajo cero el material se rigidiza en exceso y puede presentar una falla de tipo frágil por efecto de las cargas cíclicas, fenómeno mejor conocido como fatiga y en el caso en que la temperatura sea elevada el material se puede comportar como un fluido de alta viscosidad trayendo como consecuencia una disminución en el módulo de elasticidad e incremento en su plasticidad, lo que puede ocasionar deformaciones permanentes.

2.2.2. Factores climáticos

Resultan de gran importancia en el diseño del pavimento debido a que el país cuenta con un amplio espectro de climas desde los secos, pasando por los templados, tropicales y en algunos puntos con elevación importante como las sierras del país y el eje neovolcánico las temperaturas pueden ser inferiores a los 0°Celcius. La Figura 2.9 muestra una clasificación general de los climas en el país, dentro de los cuales existen particularidades e incluso los llamados microclimas.



Figura 2.9. Grupos y subgrupos de climas en México (fuente: www.inegi.org.mx)

Se entiende que para cada clima los factores que lo definen son muy distintos tanto en lo que refiere a viento y humedad, sin embargo, para el caso de los pavimentos los factores que resultan esenciales son la precipitación pluvial y la temperatura.

El caso de la precipitación pluvial genera un efecto directo en la elevación de los niveles freáticos en las zonas por donde cruza el pavimento, generando un incremento en el nivel freático que aumenta el contenido de agua en los materiales y la aplicación de carga por parte del tránsito aumentará la presión de poro al interior de los materiales, reduciendo los esfuerzos efectivos y por lo tanto la resistencia al esfuerzo cortante, siendo otra causa de las deformaciones permanentes que generan ondulaciones sobre el camino, además de distintos efectos adversos sobre toda la estructura del pavimento y quizás el más desfavorable se presenta en las subrasante cuando el material que la forma es de tipo arcilloso, lo que trae consigo un incremento en el contenido de agua de esa capa y su correspondiente disminución en la resistencia. La Figura 2.10 muestra las diferentes zonas del país con sus correspondientes precipitaciones pluviales.

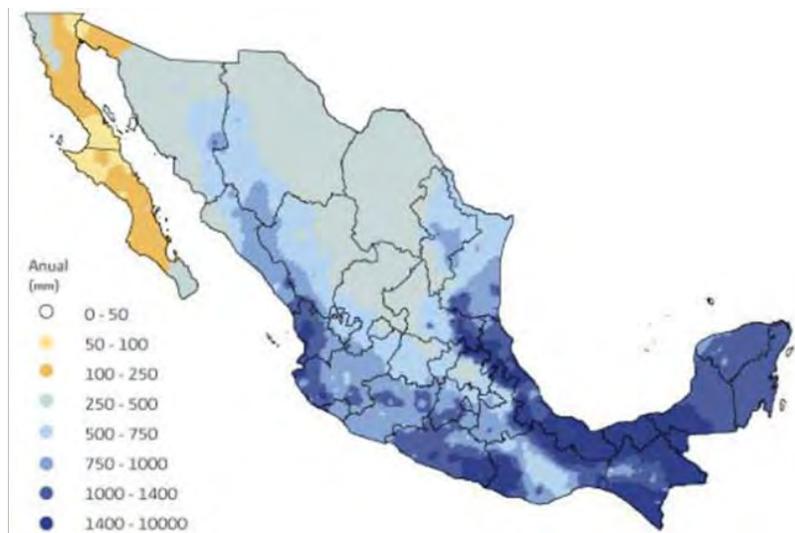


Figura 2.10. Precipitación pluvial promedio en la República Mexicana

Otro factor adverso a los pavimentos es aportado por las variaciones de temperatura que en algunas zonas pueden ser extremas ya que por el día en horas críticas se pueden presentar hasta 60° Celsius en el interior de la carpeta o en contraparte zonas muy frías presentar temperaturas por debajo de los cero grados Celsius ocasionando el congelamiento del agua que se encuentre presente en las distintas capas y sabiendo que el agua al congelarse incrementa aproximadamente un 9% de su volumen inicial (Yoder y Witczak, 1975) se podrá deducir que los esfuerzos de tensión serán elevados, esfuerzos que incluso se pueden llegar a observar a simple vista como un arqueado en la carpeta, la Figura 2.11, muestra las temperaturas predominantes en el país.

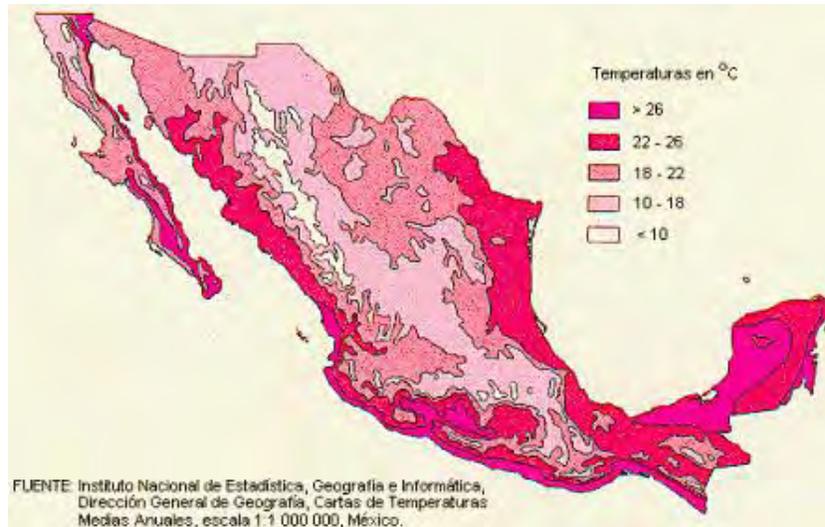


Figura 2.11. Temperatura media anual en México

La combinación de tránsito y el frío extremo puede propiciar diferentes tipos de falla por ejemplo la fatiga en los materiales con resistencia a la tensión, que es el caso de la carpeta asfáltica y un efecto similar en bases y subbases estabilizadas debido al incremento en su módulo de rigidez, lo cual produce fallas de tipo frágil, mismas que se identifican a través de la presencia de grietas bien definidas.

Quizá el caso más desfavorable se encuentre en zonas con un amplio rango de dispersión en la temperatura, donde durante el día esta puede ser muy alta y por la noche descender a niveles críticos como es el caso de los desiertos trayendo consigo los efectos discutidos anteriormente, que además se verán incrementadas en su efecto dañino al ser repetitivos, generando fatiga al material.

Respecto a los factores que intervienen en el diseño de los pavimentos, con especial atención en lo referente a materiales y clima cabe mencionar que en los últimos años los organismos responsables de emitir la normatividad en materia de pavimentos de los distintos países se han perfilado hacia el denominado "Diseño mecanicista de los pavimentos" por lo que recientemente el Instituto Mexicano del Transporte (I.M.T.) se encuentra haciendo lo propio para las condiciones climáticas existentes en México, puesto que esa nueva metodología requiere de información propia del sitio donde se construirá la carretera.

2.2.3. Tránsito

Si bien los materiales presentan un desgaste generalizado por efecto del intemperismo, el tránsito lo intensificará en las zonas de contacto con los neumáticos, ocasionando además procesos similares al de compactación, principalmente en las capas constituidas por material granular como son la base y subbase, mientras que en la parte conformada por materiales finos como la subrasante y terracería se presentará cierto grado de consolidación, la Figura 2.12 muestra un ejemplo de esas deformaciones, las cuales son conocidas como roderas y se pueden agudizar si el material de la carpeta no cuenta con la resistencia suficiente, resistencia que estará estrechamente ligada con el módulo de elasticidad que se haya obtenido a través de la proporción y calidad de materiales presentes en la mezcla.



Figura 2.12. Roderas sobre la carpeta asfáltica

En el tránsito los tipos de vehículo –configuración de sus ejes- y las cargas que aplican al pavimento son otra variable que por lo general intensifican el deterioro del pavimento, donde el arreglo de los ejes puede atenuar la magnitud de los esfuerzos cuando el área de contacto se incrementa, sin embargo, cuando las cargas son de gran magnitud o exceden los límites de diseño, el pavimento estará sometido a una concentración de esfuerzos que combinados con la repetición cíclica pueden ocasionar un deterioro acelerado en la estructura del pavimento o en alguna de las capas. La Figura 2.13 muestra los tipos de vehículos más comunes.

CAMION UNITARIO (C)			
NOMENCLATURA	NUMERO DE EJES	NUMERO DE LLANTAS	CONFIGURACION DEL VEHICULO
C2	2	6	
C3	3	8-10	
CAMION-REMOLQUE (C-R)			
NOMENCLATURA	NUMERO DE EJES	NUMERO DE LLANTAS	CONFIGURACION DEL VEHICULO
C2-R2	4	14	
C3-R2	5	18	
C2-R3	5	18	
C3-R3	6	22	
TRACTOCAMION ARTICULADO			
NOMENCLATURA	NUMERO DE EJES	NUMERO DE LLANTAS	CONFIGURACION DEL VEHICULO
T2-S1	3	10	
T2-S2	4	14	
T2-S3	5	18	
T3-S1	4	14	
T3-S2	5	18	
T3-S3	6	22	

TRACTOCAMION SEMIRREMOLQUE-REMOLQUE (T-S-R)			
NOMENCLATURA	NUMERO DE EJES	NUMERO DE LLANTAS	CONFIGURACION DEL VEHICULO
T2-S1-R2	5	18	
T2-S2-R2	6	22	
T2-S1-R3	6	22	
T3-S1-R2	6	22	
T3-S1-R3	7	26	
T3-S2-R2 ⁽¹⁾	7	26	
T3-S2-R3	8	30	
T3-S2-R4 ⁽¹⁾	9	34	
T2-S2-S2	6	22	
T3-S2-S2	7	26	
T3-S3-S2	8	30	

Figura 2.13. Tipos de vehículos con anotación de nomenclatura, ejes, número de llantas y configuración

La presión de inflado también resulta de gran importancia pues si su magnitud es superior a la estipulada por el fabricante de los neumáticos y características del vehículo, se estarán aplicando la carga sobre un área menor con respecto al área que se generaría cuando la presión de inflado fuera igual o inferior a la adecuada, por lo que al no cumplir con esa presión, el pavimento estará sometido a un trabajo mecánico más intenso, en la Figura 2.14 se muestra el efecto mencionado, simbolizado por dos áreas donde la primera representa un neumático con una presión de inflado adecuada que resulta mayor a la que genera otro con un exceso de presión de inflado y que genera una superficie de contacto menor.

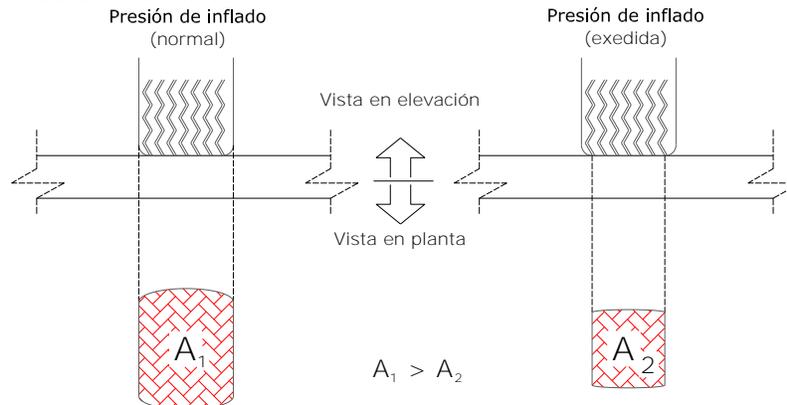


Figura 2.14. Área de contacto en función de la presión de inflado

Con base a los dos párrafos anteriores resulta evidente la importancia de especificar los límites legales de carga y de presión de inflado en los neumáticos -principalmente en los vehículos de transporte de cargas- conjugando esa especificación con la adecuada instrumentación de las carreteras para su monitoreo, lo cual se puede llevar a cabo utilizando celdas de carga que además de proporcionar información en tiempo real, se podrían complementar con un marco legal bien fundamentado, donde no exista cabida a la evasión de los reglamentos a causa de ambigüedad en los mismos, esto con el objetivo de reducir los efectos negativos del exceso de carga sobre el pavimento.

La nueva metodología para diseñar los pavimentos es la denominada “Mecanicista” a través de dos conceptos básicos: espectro de daño y espectro de carga que se puede entender como: “la distribución normalizada de la carga de un tipo de eje dado [sencillo, tándem, tridem], de un tipo de vehículo en particular o un conjunto de ellos, estudiados durante un periodo de tiempo determinado” [Garnica, 2009].

El espectro de carga también se puede obtener por medio de la instalación de celdas de carga mencionadas anteriormente para lograr la medición permanente, continua y moderadamente económica en los tramos de interés, sin ocasionar disminución en la eficiencia de la vía como resultado de contratiempos a los usuarios.

2.3. Estabilización de materiales

Cuando las propiedades mecánicas del material son limitadas o no aptas para ser empleados en la construcción de alguna de las capas que integran al pavimento debido a la magnitud de la carga que actuará sobre el material, existen diferentes métodos para solucionar o mejorar esa deficiencia en la resistencia, como puede ser a través de un adecuado diseño de la granulometría, sin embargo, las condiciones de tránsito que hoy se presentan en México han obligado a buscar procesos que incrementen las expectativas de la resistencia, incluso en los materiales de buena calidad para satisfacer las especificaciones de proyecto, uno de esos procesos es la estabilización.

Antes de continuar el tema se mencionarán brevemente algunos de los conceptos que en lo sucesivo se utilizarán frecuentemente en el desarrollo del tema de la estabilización en los materiales.

2.3.1. Definición de estabilización

Proceso por medio del cual se logran mantener a través del tiempo las características mecánicas obtenidas en el material al momento de ser colocado, ya sea cuando el material fue mezclado con material de granulometría complementaria para buscar su mejora con o sin la adición de un aglutinante -cemento, cal, cloruro de sodio, asfalto, etc.- el cual tendrá la función de conservar las partículas ligadas entre sí por medio de una fuerza cohesiva, la combinación de los dos factores antes mencionados, comúnmente tiene por objetivo evitar deformaciones permanentes resultantes de la disgregación del material en estado natural, que por sí solo no es capaz de resistir esos esfuerzos que le serán impuestos.

2.3.2. Tipos de estabilización

La estabilización puede ser obtenida por distintos métodos, uno de ellos puede ser de tipo mecánico, el cual genera el reacomodo de las partículas a través de la aplicación de carga estática, dinámica o vibratoria sobre el material. Otro tipo es el físico o mezclado de materiales con un material que presente una granulometría complementaria a la del material inicial, esto para incrementar su ángulo de fricción interna o cohesión y por último la de tipo físico-químico, esta es el resultado de sumar las dos anteriores puesto que el material es mezclado con algún cementante y posteriormente se aplica energía sobre el para lograr un reacomodo de las partículas.

2.3.2.1. Estabilización con cal

La cal es el producto de la calcinación de las rocas calizas donde su principal compuesto es el calcio y oxígeno dando como resultado el óxido de calcio (CaO) además de otros componentes, en materia de estabilización, la cal tiene como objetivo reducir la plasticidad excesiva de los materiales con partículas finas afines al agua y que precisamente por esa inestabilidad ante la presencia del agua pueden presentar una alta compresibilidad, en suelos expansivos la cal genera un efecto impermeabilizante contra el agua reduciendo los cambios volumétricos, incluso la acción de la cal logra mitigar ligeramente las deficiencias de los suelos con altos contenidos de materia orgánica si se aplica en porcentajes importantes (superiores al 15% del peso total del material a estabilizar).

Otro efecto importante de la cal es el incremento de la resistencia en el suelo por medio de la generación de fuerzas de cohesión entre las partículas, lo anterior se puede observar en la Figura 2.15, además del incremento en la eficiencia en función del tipo de material, donde se observa que tanto más fino sea el tamaño de la partícula a estabilizar se podrá obtener un mejor resultado con porcentajes similares de cal aplicados a los diferentes materiales.

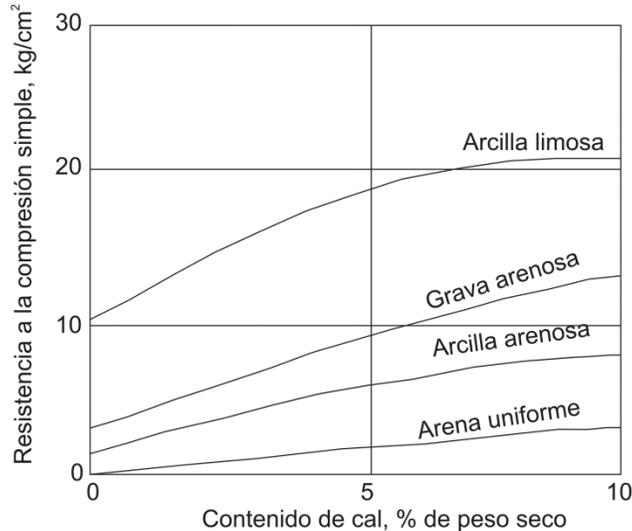


Figura 2.15. Incremento en la resistencia de diferentes materiales estabilizados con cal en función del porcentaje agregado (Rico y del Castillo, 1989)

Los tipos de suelos que pueden ser estabilizados con cal son la mayoría, sin embargo, el empleo idóneo se obtiene en materiales que contengan material arcilloso pues la reacción de la cal se da principalmente en combinación con materiales de granulometría fina como se ha mostrado anteriormente. Suelos con características similares a las que se muestran en la tabla siguiente serán los que presentarán un mejor comportamiento al ser estabilizados por medio de cal:

Índice de plasticidad	> 15
Material que pase la malla No. 200	> 25 %

El mejoramiento de las propiedades del suelo estabilizado con cal, será el resultado de fuertes reacciones químicas dentro de las que se pueden considerar las siguientes:

Alteración de la capa de agua adherida alrededor de los minerales arcillosos, donde la resistencia del enlace entre los minerales estabilizados depende de la carga, tamaño e hidratación de los iones atraídos entre sí, reduciendo la plasticidad para tornar al material en un suelo de estructura más abierta similar a uno de tipo granular, otro efecto importante es la floculación de las partículas de sólidos en función de la cantidad de cal que se aplique al suelo.

Formación de nuevos compuestos químicos debido principalmente a la reacción por la mezcla entre las moléculas de la cal con la alúmina y sílice presentes en el suelo, experimentando un intercambio de energía entre sí, este proceso es conocido como acción puzzolánica con la que se incrementa la resistencia del material logrando así su estabilidad.

Cuando se habla de estabilizar suelos por lo general se asume que dicho proceso será complementado con un proceso de compactación para optimizar los resultados y en este proceso la densidad máxima que pueda obtener el material resulta de gran importancia puesto que se correlaciona con un trabajo adecuado, sin embargo, la cal produce una disminución en la densidad

del suelo-cal comparada con la que se obtendría de compactar el material en estado natural, como se muestra en la Figura 2.16.

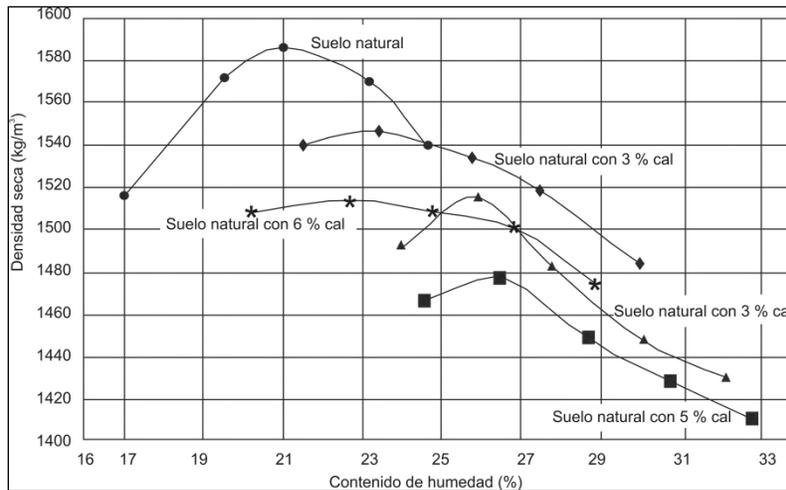


Figura 2.16. Disminución de la densidad en suelo-cal respecto a la densidad que obtendría el material en estado natural, en función del porcentaje de cal

Otro factor que incrementa la resistencia es el curado del material. Se ha observado que al incrementar el tiempo de curado la resistencia aumenta, este proceso en el caso de las mezclas suelo-cal requiere de un tiempo mayor respecto al que comúnmente presentan los materiales mezclados con cemento, como se puede observar de forma esquemática en la Figura 2.17, ese efecto retardado respecto del cemento permite contar con mayor holgura de tiempo para realizar el proceso constructivo consistente en tender al material y aplicarle la energía de compactación, trayendo consigo el beneficio de no romper los enlaces entre partículas, enlaces que serán producidos por medio de las reacciones químicas, de ahí que las normas de construcción permiten un tiempo mayor para realizar los trabajos de tendido y compactación en la mezcla suelo-cal, mientras que para el cemento el tiempo autorizado se encuentra entre dos horas y tres horas, después de haber adicionado el agua tal y como lo propone la UNE-41240 (de Unificación Normas Españolas), que a su vez se ha basado en normas europeas que han realizado amplios estudios referentes a la trabajabilidad a través del tiempo en materiales que se han mezclado con cemento, pero sin olvidar aplicar el criterio propio del responsable de la obra para evaluar si la manejabilidad del material es la adecuada en función de las condiciones climatológicas.

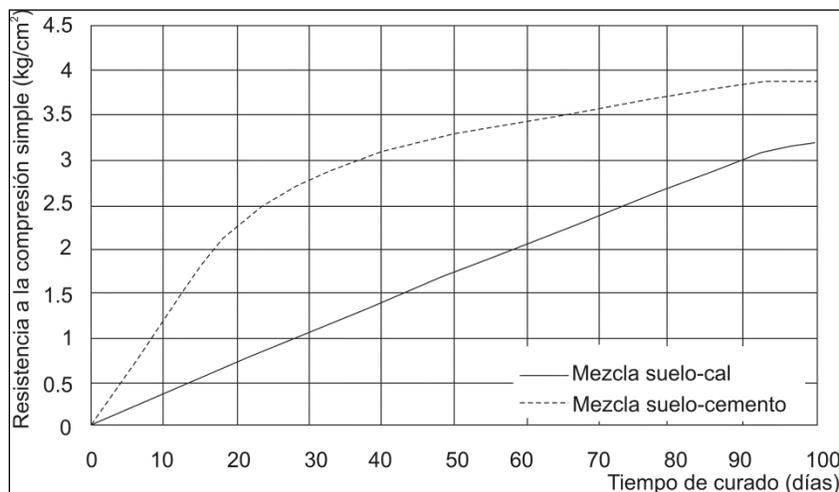


Figura 2.17. Incremento de resistencia a la compresión simple en función del tiempo para las mezclas suelo-cemento y suelo-cal

2.3.2.2. Estabilización con cloruro de sodio

La estabilización con sal es consecuencia del cambio de las propiedades químicas en el agua existente dentro de la masa de suelo, puesto que el cloruro de sodio produce reacciones químicas de tipo coloidal originando un proceso de floculación que mejora la compactación, esto se debe a la gran fuerza de atracción con que la sal atrae al agua ya sea en estado líquido o gaseoso evitando la evaporación, también reduce la temperatura a la que se presentará el congelamiento y en suelos arcillosos puede ayudar a reducir la contracción volumétrica.

Por la magnitud de los cambios que genera en las propiedades de los suelos, la estabilización con sal, puede ser empleada con un adecuado desempeño en carreteras con un tránsito bajo, en el país se tiene documentado su empleo con un desempeño satisfactorio en terraplenes como es el caso de los construidos en Guerrero Negro, B.C.S. y la aeropista de Loreto e Islas Marías, pero es importante aclarar que ese buen comportamiento en gran medida se obtiene gracias a la condición salina permanente en la zona.

En el 2006 la Universidad Militar Nueva Granada de Colombia realizó trabajos para determinar el efecto en las propiedades mecánicas que se generan en el suelo al estabilizarlo con cloruro de sodio, encontrando los siguientes resultados:

- A medida que se adiciona mayor porcentaje de sal (NaCl) al material granular, la humedad óptima disminuye y el peso volumétrico seco máximo no presenta cambios significativos.
- La resistencia del material granular determinado con CBR se incrementa especialmente para un nivel de energía bajo (12 golpes) hasta 12 veces su valor inicial y para energía alta (55 golpes), el incremento en la resistencia fue poco significativo.
- En resistencia a la compresión simple sólo se obtuvo incremento para altos niveles de energía (55 golpes) cuando los porcentajes de cloruro de sodio para estabilizar se encontraban dentro del rango de 2 a 8% del peso del material seco.
- Dentro de las condiciones que genera la sal en los suelos al momento de compactar, se encuentra el incremento en su densidad, como se observa en la Figura 2.18. Y esa condición se correlaciona con el incremento en la resistencia que proporciona una ventaja mayor desde el punto de vista del comportamiento mecánico.

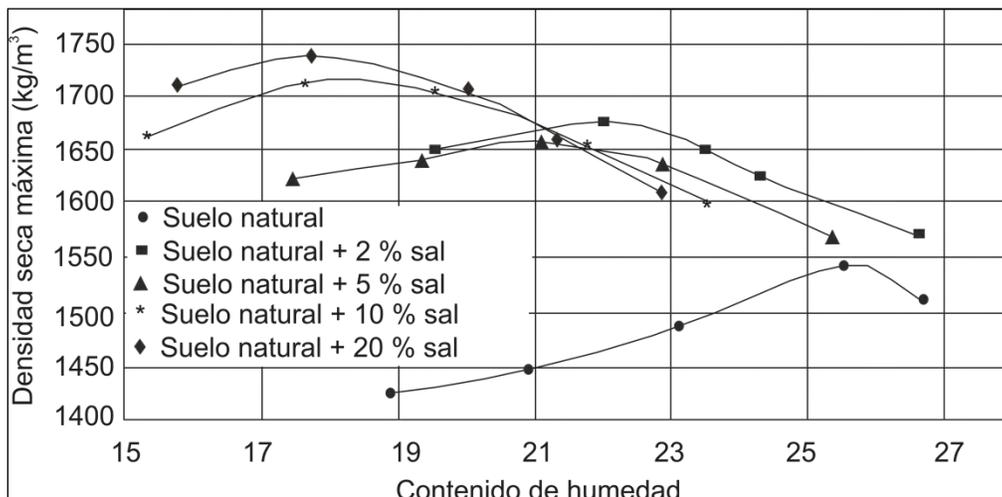


Figura 2.18. Reducción de la densidad en materiales estabilizados con sal

2.3.2.3. Estabilización con Asfalto

El asfalto en estado líquido o emulsión puede estabilizar suelos y funcionar adecuadamente tanto en materiales finos como en los granulares, salvo el caso de arenas muy limpias donde puede disminuir la eficiencia, pero a pesar de ello es la mejor solución para materiales que presenten granulometría uniforme y faltas de cohesión, con el asfalto básicamente se logran dos objetivos en función del tipo de suelo a estabilizar, sin que sean efectos exclusivos para cada material pues se pueden encontrar combinados.

En suelos finos el propósito es impermeabilizar por medio de aglomerar las partículas y cerrar los intersticios existentes en el material como se muestra en la Figura 2.19 para reducir los cambios volumétricos ocasionados por la variación en los contenidos de agua que afectan la estabilidad de las obras.

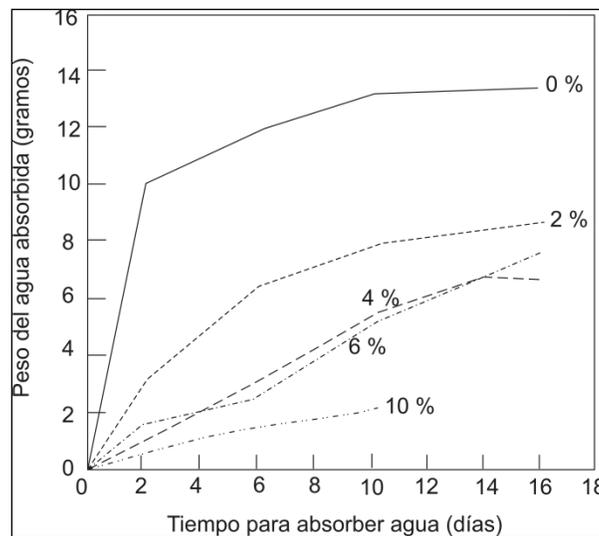


Figura 2.19. Reducción del volumen de agua absorbida por el material en función del porcentaje de asfalto aplicado (Rico y del Castillo, 1989)

En arena, el asfalto funciona como aglutinante entre las partículas dando resistencia por medio de generar fuerzas de cohesión, aunada a la resistencia intrínseca que el material presenta por fricción incrementando así la resistencia total a la deformación del material estabilizado.

El proceso de estabilización con materiales bituminosos conlleva a una disminución en el peso volumétrico seco máximo con respecto al que podría presentar el mismo material sin la adición del estabilizante, una posible explicación puede estar relacionada con el incremento en la viscosidad de la película del fluido que rodea las partículas, además de incrementar el contenido de agua óptimo, sin embargo, las propiedades mecánicas e hidráulicas sí mejoran al presentarse un aumento en la resistencia y reduciendo importantemente la absorción de agua.

En el proceso constructivo existen algunas diferencias respecto a los procesos que se emplean en otros materiales, una de esas diferencias está relacionada con la forma de mezclar el material, pues si bien se debe realizar vigorosamente, este proceso no debe ser excesivo porque la eficiencia del asfalto disminuye al distribuirse la misma cantidad de asfalto sobre una mayor superficie en el material, debido a que el movimiento de las partículas permitirá el paso del estabilizante hacia zonas que anteriormente sólo se encontraban confinadas en la periferia, lo que se puede entender como un incremento de la superficie específica a cubrir, además de ocasionar la reducción del espesor de la capa de asfalto que rodea a la partícula, este efecto se ilustra

esquemáticamente en la Figura 2.20a, donde se observa que el asfalto rodea una cantidad importante de partículas, mientras en la Figura 2.20b, el asfalto se ha distribuido en una mayor cantidad de partículas.

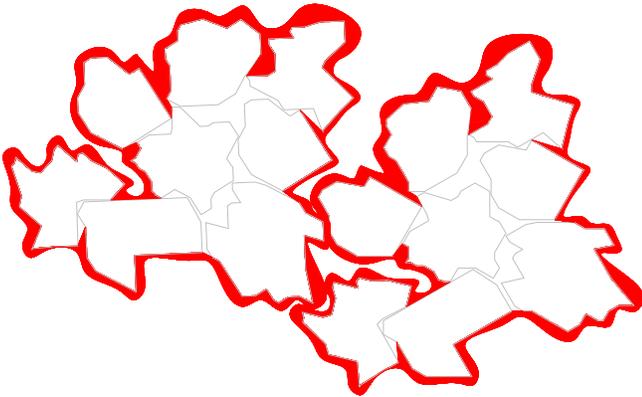


Figura 2.20^a. Superficie específica reducida

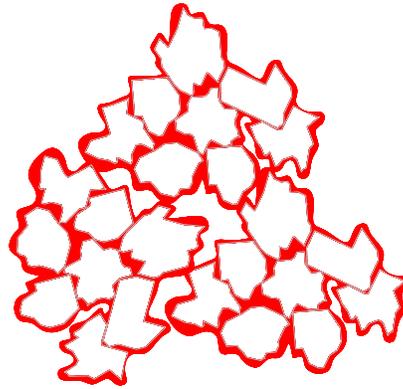


Figura 2.20^b. Superficie específica ampliada

Un alto contenido de agua también puede resultar adverso puesto que al incrementar la humedad por medio de la incorporación de otro fluido como es el propio asfalto se puede presentar una disminución en la resistencia y potencialmente un comportamiento desfavorable para llevar a cabo la compactación, además se debe evitar el empleo de agua salada para la elaboración de emulsiones debido a que inhibe la adherencia del asfalto con los materiales.

La temperatura también influye en el proceso de estabilización con asfalto, pues cuando ésta es considerablemente superior a la del medio ambiente (50°C – 60°C) durante el tiempo de curado, puede acelerar el proceso de evaporación de los solventes que generalmente es bisulfuro de carbono, diesel o gasolina, ocasionando un rápido incremento en la resistencia siempre y cuando la cantidad de solvente haya sido la óptima para obtener un asfalto trabajable, en el caso donde el volumen de solvente es inferior al requerido, la mezcla no se podrá realizar eficientemente y en contraparte si se excede puede disminuir la resistencia del material después de su evaporación.

2.3.2.4. Estabilización con cemento

El cemento como resultado de un proceso industrial donde se combina la trituración de roca caliza, materiales arcillosos y minerales como el hierro, además de otro gran número de componentes, logra desarrollar una gran fuerza de cohesión entre los agregados que se adicionen para la creación de una mezcla, haciéndola estable ante las cargas que le sean impuestas, también evitará cambios volumétricos o alteración en la forma adquirida una vez que de inicio la etapa de fraguado.

Su empleo en la estabilización de materiales que conformarán las diferentes capas de un pavimento, da como resultado una gran cantidad de beneficios, dentro de ellos se puede mencionar la disminución considerable en la porosidad y plasticidad de los materiales respecto a sus condiciones iniciales, donde el incremento de la resistencia será el beneficio más importante, aunado a la estabilidad y durabilidad, sin embargo, también presenta efectos negativos para la estructura del pavimento, dentro de esos defectos se encuentra el agrietamiento de las mezclas comúnmente elaboradas para construir la capa base como resultado de incrementar su rigidez, cambiando el comportamiento del material de uno idealizado como dúctil a uno de tipo frágil, grietas que posterior a su generación en la base, se proyectarán hacia la superficie de rodamiento para llevar al pavimento con el paso del tiempo a una falla de servicio.

El proceso de estabilización consistente en agregar un porcentaje de cemento a materiales con granulometrías específicas para la formación de bases o subbases, la reacción inicia con la formación de fibras de silicato de calcio, producto de la reacción entre las partículas de cemento y las de agua, durante ese proceso las partículas se aglomeran debido al proceso de formación de las fibras para después presentarse un efecto de floculación por la acción de la gravedad. Es durante el desarrollo de esa reacción cuando el material se debe tender en obra para dar paso a la reacción del calcio con la sílice o alúmina presente en los materiales pétreos, lo cual dará origen a compuestos de silicatos y aluminatos -acción conocida como puzzolánica- que incrementarán su resistencia con el paso del tiempo.

Esa resistencia se puede eficientar con un adecuado proceso de curado, el cual puede consistir en riegos de agua o aplicación de vapor entre otros métodos pero siempre con la presencia de agua, lo cual es de suma importancia puesto que si el agua es insuficiente durante el proceso donde el cemento demanda agua para llevar a cabo su función, el material cementante cesará su reacción y por ende la resistencia no será la calculada.

Se ha mencionado la posibilidad de emplear el cemento con distintos materiales para las capas de un pavimento y aunque su empleo puede ser en un amplio espectro de granulometrías (bien definidas en las normas emitidas por cada instancia reguladora de los distintos países, como para el nuestro la S.C.T.), la estabilización incrementa su eficiencia cuando la granulometría es bien graduada presentando un muy buen desempeño en la resistencia a la compresión simple, lo cual se correlaciona como un incremento en otras propiedades mecánicas aunque en diferente magnitud.

Los agregados a estabilizar sólo podrán contener un máximo de materia orgánica igual al 2% respecto del peso seco del material, puesto que los ácidos orgánicos presentes en ese tipo de materiales, por lo general presentan afinidad por los iones de calcio que genera la reacción del cemento, inhibiendo así la acción aglutinante del cemento. Otros materiales adversos al adecuado desempeño de las mezclas serán los que contengan sulfato de calcio, de magnesio y en general cualquier sustancia que sea afín a la humedad, pues reducirán la cantidad de agua requerida por los cementantes, para aglutinarse en forma eficiente.

Entre los métodos que se pueden emplear para reducir los efectos negativos antes mencionados se encuentra la pre-estabilización con cal, cuando el problema es la presencia de materia orgánica. Otros casos pueden estar relacionados con materiales que presenten granulometría uniforme, donde la adición de los materiales con tamaño faltante soluciona el problema y si el problema está relacionado con el exceso de un tamaño de agregado, esto se puede solucionar cribando, como estas existen otras tantas soluciones prácticas o tan laboriosas como las condiciones del material se presenten incluso en función de los requerimientos del proyecto.

En lo relacionado con la resistencia a la compresión simple de los diferentes tipos de suelos que se estabilizan con cemento se ha observado un incremento continuo en función del tipo de material y del porcentaje de cemento aplicado, como se puede ver en la Figura 2.21, siendo el caso más eficiente cuando se aplica a suelos granulares libres de materiales plásticos, como es el caso de los materiales que se emplean en la construcción de la capa base de los pavimentos.

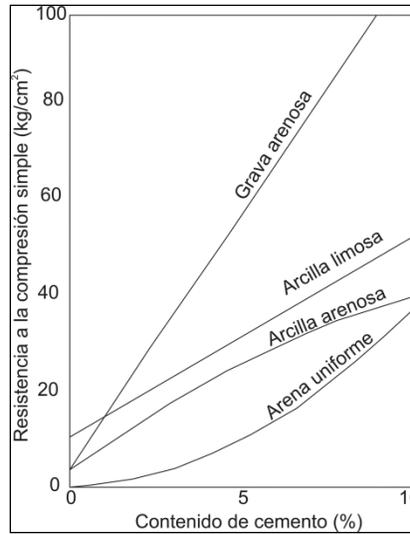


Figura 2.21. Incremento en la resistencia a compresión simple para los diferentes tipos de material en función del porcentaje de cemento aplicado (Rico y del Castillo, 1989)

Cuando los materiales se estabilizan con cemento, su peso volumétrico seco máximo se incrementa al aplicar mayores porcentajes de aglutinante -cemento-, lo cual se puede relacionar con la disminución de la porosidad, lo cual mejora la transmisión de esfuerzos y con ello se puede esperar un incremento en la resistencia a la compresión simple, sin embargo, no se debe perder de vista el hecho de saber que la resistencia a la compresión simple solo es un parámetro con el que se correlaciona el comportamiento que presentará el material ante la acción de cargas, puesto que faltan otras cantidades importantes de pruebas que analizan a las propiedades mecánicas del material y que serán las que permitirán emitir un dictamen válido en términos de calidad integral del material. El incremento del peso volumétrico y su consecuente aumento de la resistencia a compresión simple, se puede observar en la Figura 2.22.

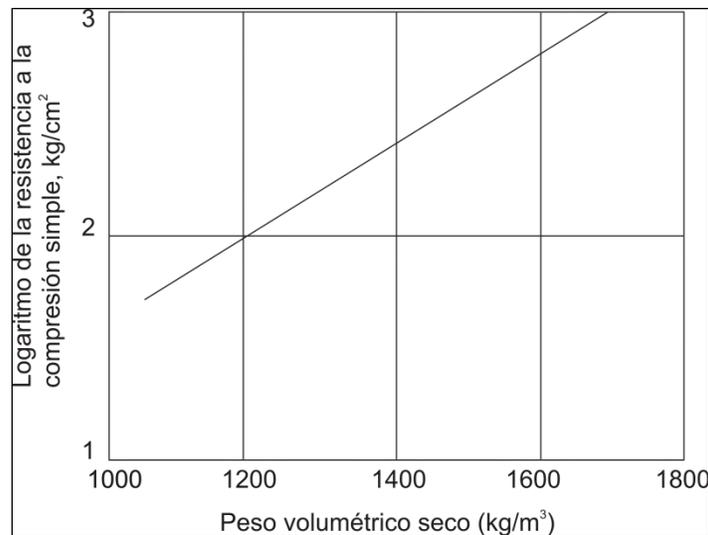


Figura 2.22. Incremento de la resistencia a compresión simple en función del incremento en la magnitud del peso volumétrico seco (Rico y del Castillo, 1989)

Dentro de los procesos constructivos se encuentran una gran cantidad de puntos a cuidar para eficientar la estabilización de la mezcla, como es la cantidad de cemento por aplicar, el cual resultará de pruebas de laboratorio y su correspondiente análisis económico en gabinete para

determinar ese óptimo, pero otro factor de no menor importancia, será el tiempo que transcurra entre la elaboración de la mezcla y el proceso de compactación como se muestra en la Figura 2.23, lo cual se puede relacionar con el rompimiento de los primeros contactos generados en el material, por medio de la maquinaria que aplica energía a la mezcla.

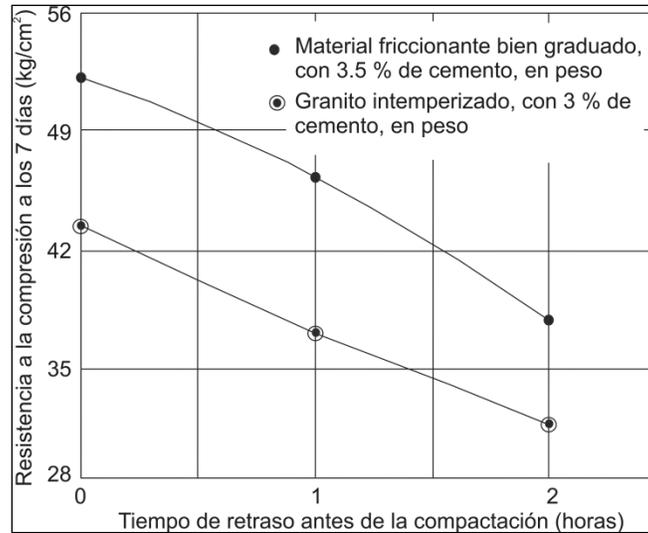


Figura 2.23. Reducción de la resistencia en función del retraso antes de compactar [Rico y del Castillo, 1989]

Capítulo 3

ESTABILIZACION DE BASES CON CEMENTO

3.1 Introducción

El uso del cemento como producto para mejorar propiedades data de 1908 cuando J.H. Aimes patentó el tratamiento de materiales con cemento a ser utilizados en caminos. Posteriormente, esta fue una práctica común en los Estados Unidos y los porcentajes de cemento que se usaban variaban entre 5 y 15 %, siendo los porcentajes más bajos para el caso de arenas y gravas y los más altos para suelos cohesivos.

La práctica de usar cemento en estabilizaciones se hizo muy popular y los ingenieros aconsejaron usar grandes cantidades de cemento esperando que la resistencia se incrementara, sin embargo, esto provocó el problema de agrietamiento por contracción del cemento (Figura 3.1) y como consecuencia muchos de los Departamentos de Transporte de Estados Unidos prohibieron el uso de bases estabilizadas, sin embargo, aunque se prohibieron también se iniciaron bastantes investigaciones para determinar en qué forma se podía solucionar este problema ya que sí se tenían ventajas al utilizar este tipo de materiales, por ejemplo, se mejoraba la rigidez y la resistencia a tensión del material, se reducía el espesor de pavimento, la durabilidad y resistencia al agua eran mejores y se reducía el potencial de expansión, entre otras.



Figura 3.1. Reflexión de grietas en un pavimento cuya base fue estabilizada con cemento (Hanson, 2006)

Otras ventajas que presenta la utilización de las bases estabilizadas son las siguientes:

- El agrietamiento por fatiga de la carpeta asfáltica disminuye porque se reduce la deflexión vertical y la deformación por tensión en la superficie de asfalto.
- Se reduce la falla de la subrasante porque las bases estabilizadas toman gran parte de los esfuerzos provocados por el tránsito y por tanto, el nivel de esfuerzos a nivel de subrasante es muy reducido.

En este capítulo se presentan aspectos que generalmente se estudian cuando se trata el tema de bases estabilizadas, es decir, desde definir qué es una base estabilizada, el diseño de la mezcla, investigaciones de tramos de prueba en donde se han observado los problemas que se presentan con estos materiales, modelos de fatiga propuestos para predecir el número de ciclos que soportará la capa de base estabilizada antes de llegar a la falla, etc. A continuación se desarrollan cada uno de los estos temas.

3.2. Definición de una base estabilizada o cementada

Una base cementada se llama generalmente al suelo-cemento o base de agregado estabilizada con cemento y consiste de una mezcla de suelo o roca triturada, cemento Pórtland, agua y que posteriormente es densificada mediante compactación (Young, 2007).

Durante el proceso de hidratación del cemento de la mezcla se forma una pasta que actúa como un pegamento que mantiene las partículas juntas. La mezcla se endurece y forma un material que es durable y resistente a la deformación, desafortunadamente, el proceso de endurecimiento provoca la contracción del material, lo que produce grietas de contracción (Gaspard, 2002).

3.3. Composición del cemento

A continuación se menciona la composición típica del cemento ya que es parte fundamental para entender las reacciones que se presentan una vez que se mezcla con el material y con el agua.

La composición típica del cemento es la siguiente:

Designación	C ₃ S	C ₂ S	C ₃ A	C ₄ AF* *
Cemento tipo I	53 %	20 %	12 %	9 %

Nota: A = Al₂O₃, F = Fe₂O₃, S = SiO₂, S = SO₃, H = H₂O

Tabla 3.1. Composición típica del cemento tipo I (Le, 1988)

De la Tabla 3.1 se puede observar que el silicato tricálcico (C₃S) y el silicato bicálcico (C₂S) forman aproximadamente 75 a 80 % del peso del cemento (Le, 1988).

3.4. Hidratación del cemento

Cuando el cemento se mezcla con agua, ocurre una evolución rápida de calor (etapa 1 de la Figura 3.2) que cesa cerca de 15 minutos después. Posteriormente continúa un periodo de inactividad relativa (etapa 2). En las siguientes 1 a 3 horas se inicia el fraguado que es cuando C₃S reacciona nuevamente. El silicato continúa hidratándose rápidamente, alcanzando una velocidad máxima al final de la etapa III que corresponde a la velocidad de evolución de calor máxima. Para este tiempo (2 a 8 horas) el fraguado final ha cesado e inicia el endurecimiento. A partir de aquí la

velocidad de reacción disminuye [etapa IV] hasta alcanzar un estado constante [etapa V] dentro de las 12 a 24 horas [Young, 1981, citado por Le, 1988]

Lo anterior demuestra que el tiempo para compactar el material, la temperatura y tiempo de curado son factores importantes cuando se llevan a cabo investigaciones relativas a estabilización con cemento. Para poder obtener mejores propiedades ingenieriles, los suelos estabilizados deben colocarse antes de que se inicie el fraguado inicial [1 a 3 horas].

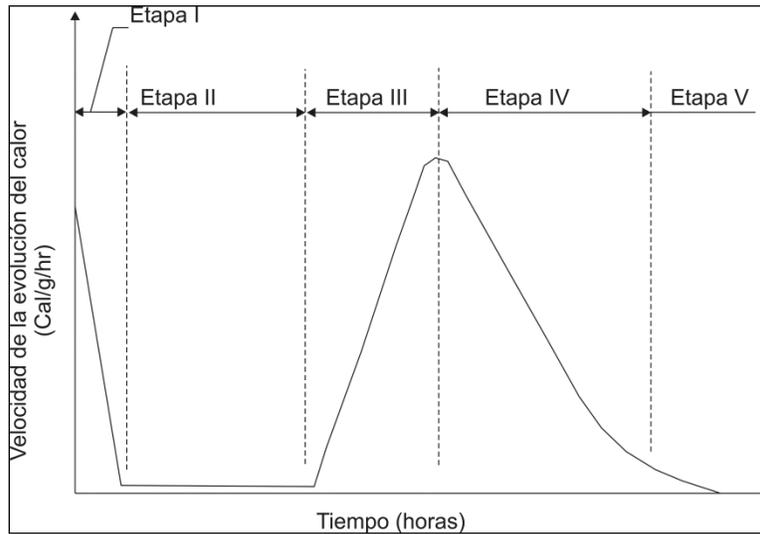


Figura 3.2. Velocidad de evolución del calor durante la hidratación del silicato tricálcico

En otro estudio presentado por Arman y Sainan [1967] en el cual llevaron a cabo una investigación del efecto de retraso que se tiene después de preparar la mezcla suelo-cemento-agua (se utilizaron 0, 1/2, 1, 2, 4 y 6 horas de retraso) en propiedades como densidad, resistencia a la compresión, durabilidad, etc., se mostró que para el caso de limos la resistencia en compresión se reduce a medida que el retraso se incrementa. Por ejemplo, en la Figura 3.3 se pueden observar tres gráficas correspondientes a tres limos. Para el caso del suelo designado como A-6 (W-6), si el espécimen se prepara inmediatamente después de tener la mezcla homogénea, la resistencia es aproximadamente 670 psi, sin embargo, si después de preparar la mezcla pasan 2 horas, la resistencia se reduce a 360 psi, lo que corresponde a una reducción de 53 %. Al mismo tiempo se puede notar que aunque las curvas corresponden a tres limos, la pérdida de resistencia no es la misma. De hecho, el suelo designado como A-6 (W-6) es el que presenta más pérdida y es el que tiene un índice de plasticidad mayor [Tabla 3.2].

Suelo	LL (%)	IP (%)	Arena (%)	Limo (%)	Arcilla (%)
A-4 (W-1)	26.5	8.0	28.0	60.0	12.0
A-4 (W-2)	28.2	8.0	6.5	79.0	14.5
A-6 (W-6)	30.6	11.1	31.6	51.4	17.0

Tabla 3.2. Propiedades de los suelos utilizados

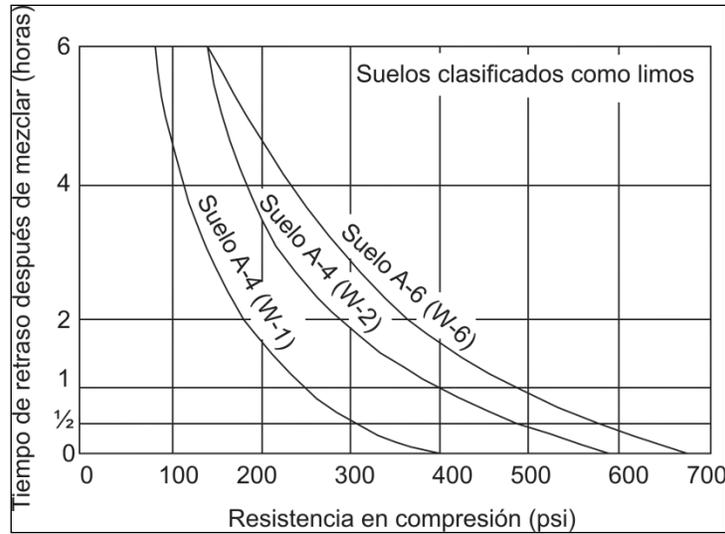


Figura 3.3. Efecto del tiempo de retraso en la resistencia en compresión de tres limos (Arman y Sainan, 1967)

De forma similar a la resistencia, la densidad también se ve afectada por el tiempo de retraso de preparación de los especímenes. La Figura 3.4 muestra cómo disminuye la densidad para los suelos mencionados en el párrafo anterior. Se puede observar que de igual forma, la densidad del suelo A-6 es más afectada por el tiempo de retraso, no obstante, la separación de las gráficas es menos notable.

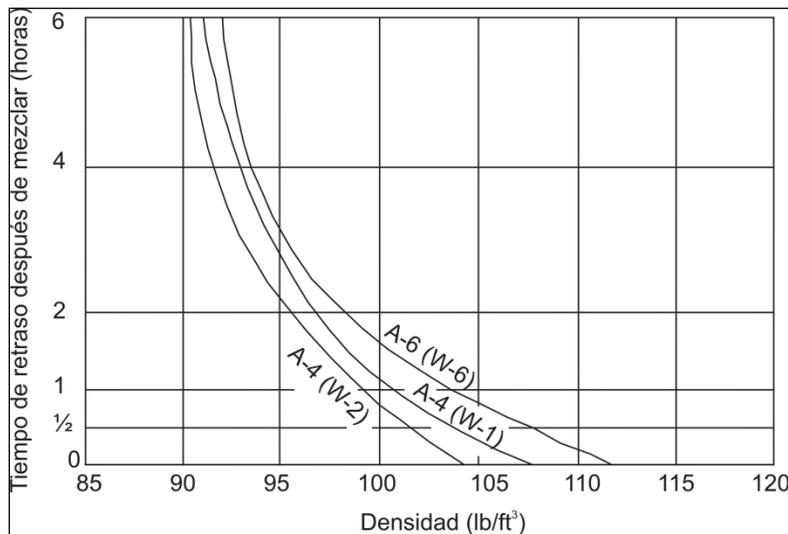


Figura 3.4. Efecto del tiempo de retraso en la densidad de los especímenes (Arman y Sainan, 1967)

Finalmente, cabe mencionar que la hidratación del cemento es relativamente rápida y provoca que la resistencia se incremente casi de forma inmediata. Por tanto, es práctica general compactar la mezcla lo más rápido posible (Ingles y Metcalf, 1972 y Teng y Fulton, 1962, citados por Raymond, 1997), usualmente se recomiendan un lapso de dos horas posteriores al mezclado (Little y Fair, 2009).

3.5. Mecanismo de estabilización con cemento

El cemento como se muestra en la Tabla 3.1, está formado por silicatos de calcio y aluminatos de calcio que combinados con agua se hidratan y forman materiales cementantes de silicatos de calcio hidratados y aluminatos de calcio hidratados. De igual forma, durante la reacción se forma hidróxido de calcio (cal), producto que hace posible la reacción puzolánica con el aluminio y el silicio que se presentan en los materiales arcillosos. Las reacciones antes mencionadas son las que hacen posible los cambios en las propiedades del material estabilizado. De hecho, a medida que el cemento se hidrata el material adquiere una rigidez muy alta, sin embargo, para evitar agrietamiento se debe de curar por un cierto tiempo antes de abrirse al tránsito (Young, 2007).

3.6. Diseño de la mezcla

Una de las fases importantes cuando se lleva a cabo estabilización de materiales es determinar en qué cantidad se va a adicionar el producto. Para el caso del cemento, existen diversos procedimientos para el diseño de la mezcla. Por ejemplo, Little y Nair (2009) mencionan que la estabilización con cemento es adecuada para agregados bien graduados con cantidad suficiente de finos para llenar los vacíos. Una de las guías generales es que el índice de plasticidad sea menor a 30 cuando se trata de materiales granulares. Para el caso de suelos finos, en donde más del 50 % pasa la malla No. 200 (0.074 mm), el índice plástico debe ser menor a 20 y el límite líquido menor a 40, esto para asegurar que el mezclado se lleve a cabo en forma adecuada (Little y Nair, 2009).

Existen también otros métodos como el del Cuerpo de Ingenieros de los Estados Unidos, el de la PCA, el de la AASHTO, etc. mismos que a continuación se resumen.

3.6.1. Método del Cuerpo de Ingenieros de Estados Unidos (de la Revista del Instituto Salvadoreño del Cemento y del Concreto)

Este método consiste en determinar la granulometría del material y con base en ella entrar a la Tabla 3.3 para obtener el porcentaje de cemento inicial. Una vez obtenido, se lleva a cabo una prueba de compactación para determinar el peso volumétrico seco máximo, valor que sirve para determinar otro porcentaje de cemento según la Tabla 3.4 o 3.5 (dependiendo del tipo de suelo). Si este último valor varía en dos por ciento con respecto al obtenido de la Tabla 3.3, se deben hacer ensayos adicionales de compactación variando el contenido de cemento hasta que se ajusten al ± 2 % del valor proporcionado por las tablas. Con el contenido de cemento determinado se preparan las muestras para compresión simple y durabilidad.

Clasificación SUCS	Contenido inicial de cemento (%)
GW, SW	5
GP, SW-SM, SW-SC, GW-GM, GW-GC	6
GM, SM, GC, SC, SP-SM, SP-SC, GP-GC, SM-SC, GM-GC	7
SP, CL, ML, ML-CL, CH	10
MH, OH	11

Tabla 3.3. Resumen del método del Cuerpo de Ingenieros (enfoque de resistencia y durabilidad)

Material retenido en la malla No. 4	Porcentaje de material que pasa la malla de	Porcentaje de cemento en peso. Peso volumétrico seco máximo (lb/ft ³)					
		116-120	121-126	127-131	132-137	138-142	>143
0-14	0,05						
	0-19	10	9	8	7	6	5
	20-39	9	8	7	7	5	5
15-29	40-50	11	10	9	8	6	5
	0-19	10	9	8	6	5	5
	20-39	9	8	7	6	6	5
30-45	40-50	12	10	9	8	7	6
	0-19	10	8	7	6	5	5
	20-39	11	9	8	7	6	5
	40-50	12	11	9	9	8	6

Tabla 3.4. Porcentajes de cemento para suelos granulares arenosos

Índice de grupo	Porcentaje de material entre la malla 0.05 y 0.005 mm	Porcentaje de cemento en peso. Peso volumétrico seco máximo (lb/ft ³)						
		99-104	105-109	110-115	116-120	121-126	127-131	>132
0-3	0-19	12	11	10	8	8	7	7
	20-39	12	11	10	9	8	8	7
	40-59	13	12	11	9	9	8	8
	60 o más	—	—	—	—	—	—	—
3-7	0-19	13	12	11	9	8	7	7
	20-39	13	12	11	10	0	8	8
	40-59	14	13	12	10	10	9	8
	60 o más	15	14	12	11	10	9	9
7-11	0-19	14	13	11	10	9	8	8
	20-39	15	14	11	10	9	9	9
	40-59	16	14	12	11	10	10	9
	60 o más	17	15	13	11	10	10	10
11-15	0-19	15	14	13	12	11	9	9
	20-39	16	15	13	12	11	10	10
	40-59	17	16	14	12	12	11	10
	60 o más	18	16	14	13	12	11	11
15-20	0-19	17	16	14	13	12	11	10
	20-39	18	17	15	14	13	11	11
	40-59	19	18	15	14	14	12	12
	60 o más	20	19	16	15	14	13	12

Tabla 3.5. Porcentajes de cemento para suelos limosos y arcillosos

3.6.2. Método de la PCA

El método de la PCA se basa únicamente en criterio de durabilidad. El procedimiento consiste en determinar la granulometría del material y con base en ésta determinar el porcentaje de cemento de la Tabla 3.6, con el cual se lleva a cabo la prueba de compactación para determinar el contenido de agua óptimo y peso volumétrico seco máximo de compactación. Posteriormente se preparan las muestras para llevar a cabo las pruebas de durabilidad, las cuales proporcionarán el

contenido de cemento suficiente para prevenir pérdidas mayores a los valores especificados en la Tabla 3.7. El valor obtenido de esta prueba se obtiene después de someter las muestras a 12 ciclos de humedecimiento-secado-cepillado.

Clasificación AASHTO	Clasificación SUCS	Rango de porcentaje de cemento con respecto al peso	Contenido típico de cemento para la prueba de compactación [% en peso]	Contenido típico de cemento para pruebas de durabilidad [% en peso]
A-1-a	GW, GP, GM, SW, SP, SM	3-5	5	3-5-7
A-1-b	GM, GP, SM, SP	5-8	6	4-6-8
A-2	GM, GC, SM, SC	5-9	7	5-7-9
A-3	SP	7-11	9	7-9-11
A-4	CL, ML	7-12	10	8-10-12
A-5	ML, MH, CH	8-13	10	8-10-12
A-6	CL, CH	9-15	12	10-12-14
A-7	MH, CH	10-16	13	11-13-15

Tabla 3.6. Porcentajes de cemento típicos para varios tipos de suelos

Clasificación AASHTO	Clasificación SUCS	Máxima pérdida de peso permisible, %
A-1-a	GW, GP, GM, SW, SP, SM	14
A-1-b	GM, GP, SM, SP	14
A-2	GM, GC, SM, SC	14*
A-3	SP	14
A-4	CL, ML	10
A-5	ML, MH, CH	10
A-6	CL, CH	7
A-7	MH, CH	7

* 10 % de pérdida máxima permisible de peso para suelos A-2-6 y A-2-7.

Tabla 3.7. Criterios de la PCA para ensayos de humedecimiento y secado o congelamiento-descogelamiento

3.6.3. Método AASHTO

Por otro lado, la Portland Concrete Association (PCA) en su Handbook del suelo-cemento (1971) describe un método para obtener la cantidad de cemento para estabilizar un suelo. La primera estimación se basa en la clasificación AASHTO (Tabla 3.8). Posteriormente, se llevan a cabo pruebas de compactación con contenidos de cemento con un rango de $\pm 2\%$ con respecto a lo especificado en la Tabla 3.8. Para subrasantes se requiere además que la compresión sin confinar a 7 días sea de 1750 kPa (Raymond, 1997).

Clasificación AASHTO	Porcentaje de cemento con respecto a peso
A-1-a	5
A-1-b	6
A-2	7
A-3	9
A-4	10
A-5	10
A-6	12
A-7	13

Tabla 3.8. Porcentajes de cemento iniciales tomando en cuenta el handbook de suelo-cemento de la AASHTO

Como se puede notar, existen diferentes metodologías para determinar la cantidad de cemento a agregar a un material que se requiere estabilizar. Hanson (2006) realizó un estudio sobre rugosidad y agrietamiento de pavimentos en donde se utilizaron bases estabilizadas (tramos del programa LTPP). En este estudio presenta una gráfica interesante ya que muestra los rangos de porcentajes de cemento que se utilizan generalmente en los diferentes tipos de caminos según su importancia (Figura 3.5). Como se puede observar, la variación en porcentajes de cemento puede ir desde un 3 % hasta aproximadamente un 9.5 % dependiendo de la importancia del camino y quizás de los materiales encontrados.

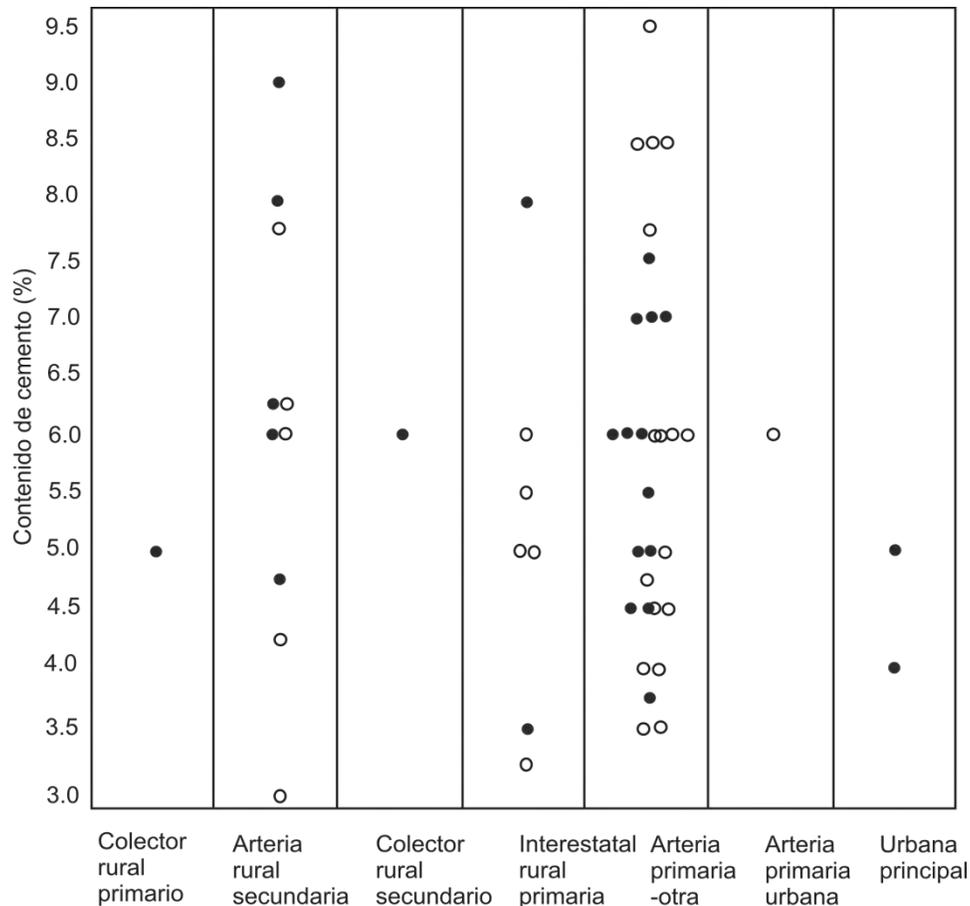


Figura 3.5. Distribución del contenido de cemento en función del tipo de camino (Hanson, 2006)

3.7. Conceptos relacionados con el agrietamiento de los materiales de base

Las grietas que se presentan en la superficie de un pavimento pueden ser de uno o más de los siguientes modos (George, 2001):

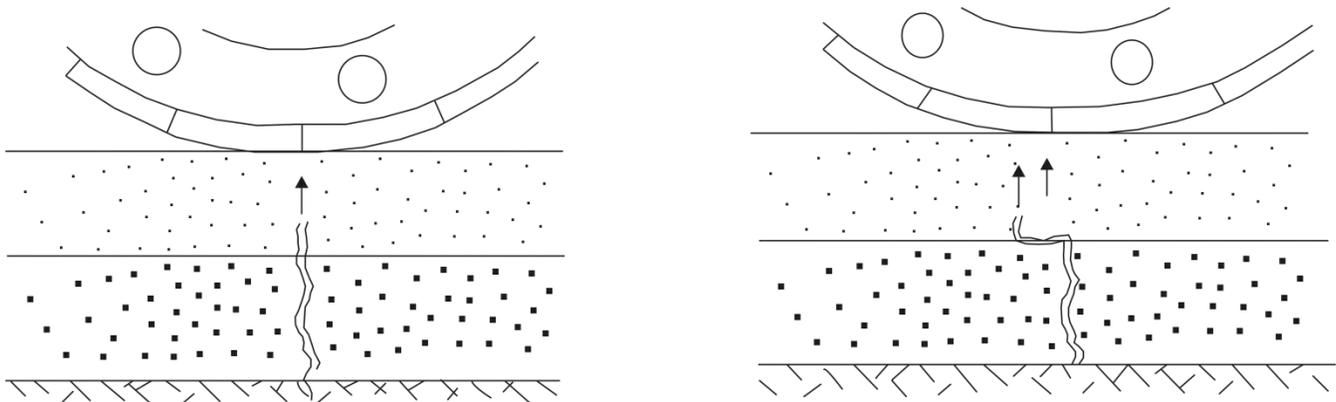
- Grietas de contracción/térmicas que se originan en la base.
- Grietas debidas a sobrecargas en la base y reflejadas.
- Grietas de fatiga inducidas en la capa inferior de la carpeta y que se propagan a la superficie.
- Grietas debidas a envejecimiento del asfalto y que tienen su origen en la superficie.

Las que interesan en este trabajo son las dos primeras ya que están directamente relacionadas con las bases estabilizadas. Como se mencionó anteriormente, el agrietamiento por contracción o sobrecarga y que se refleja en la superficie es el principal problema de este tipo de materiales, por tanto, a continuación se discuten más a fondo aspectos relacionados con este problema.

3.7.1. Reflejo de grietas en la superficie

La reflexión de grietas es una de las principales causas de deterioro prematuro de los pavimentos que utilizan las bases estabilizadas ya que éstas crean una discontinuidad en la base y por lo tanto se crean concentración de esfuerzos de tensión muy altos en la parte inferior de la carpeta asfáltica lo que a su vez provoca la propagación de la grieta hacia la superficie.

George (2001) muestra dos formas en las que las grietas se reflejan a la superficie, ésta puede presentarse precisamente por encima donde se creó la grieta (reflejo de grietas tipo A) (Figura 3.6a) o puede aparecer desplazada con respecto al lugar en la que se formó en la base (reflejo de grieta tipo B) (Figura 3.6b).



(a) Agrietamiento tipo A

(b) Agrietamiento tipo B

Figura 3.6. Reflexión de grietas en la superficie del pavimento

El tipo de reflejo de grietas que se presenté estará directamente relacionado con la geometría y propiedades de los materiales, sólo que es muy difícil determinar cuál es el tipo de grieta que se presenta en campo (Adaska y Luhr, 2004).

Para que se presente el reflejo de grietas en la superficie se tienen tres condiciones:

- Las grietas de la base deben de ser lo suficientemente anchas para que se genere concentración de esfuerzos.
- Que no exista un método para aliviar la concentración de esfuerzos.
- Que el asfalto sea lo suficientemente rígido para que se agriete debido a la propagación hacia la superficie de la concentración de esfuerzos.

De acuerdo con Adaska y Luhr (2004), las grietas no causan problemas si tienen una abertura menor a 3 mm, sin embargo, si son mayores causarán que la superficie de rodamiento sea rugosa, que el pavimento se deteriore, que se infiltre agua y por tanto, se tendrá la expulsión de material fino de capas inferiores. Un ejemplo de este tipo de grietas está reportado en el trabajo de Gordy y Whittington (2008) para un pavimento cuya sección estaba formada por una carpeta asfáltica de 15 cm colocada sobre una base estabilizada de 15 cm. La Figura 3.7 muestra una vista de la superficie de este pavimento; pareciera que este pavimento está colocado sobre una carpeta de concreto hidráulico con juntas, sin embargo, este no es el caso.



(a) Vista de la superficie de la carretera



(b) Espesor de la grietas

Figura 3.7. Reflejo de grietas en la carpeta asfáltica de un pavimento en Mississippi, Estados Unidos.

3.7.2. Factores que afectan el grado de contracción por secado

De acuerdo con Adaska y Luhr (2004), los factores que afectan el grado de contracción que se presente en el material estabilizado con cemento son: el tipo de suelo, la compactación, el curado y el contenido de cemento. A continuación se describen cada uno.

- **TIPO DE SUELO**

Con respecto al primer factor, primeramente, a mayor cantidad de finos se requerirá de mayor cantidad de cemento y agua para estabilizar el material. Por otro lado, los suelos más finos presentarán un mayor grado de contracción que los materiales con características granulares.

- **GRADO DE COMPACTACIÓN Y CONTENIDO DE AGUA**

Bhandary (1973) citado por Adaska y Luhr (2004) reportó que compactando con energía Proctor modificada reduce la contracción más del 50 % comparada con condiciones en las que se

compacta con energía Proctor estándar. La Figura 3.8 muestra que al reducir el contenido de agua se reduce la contracción, de hecho, la curva 1 que está compactada a mayor energía de compactación y menor contenido de agua es en donde se presenta menor contracción.

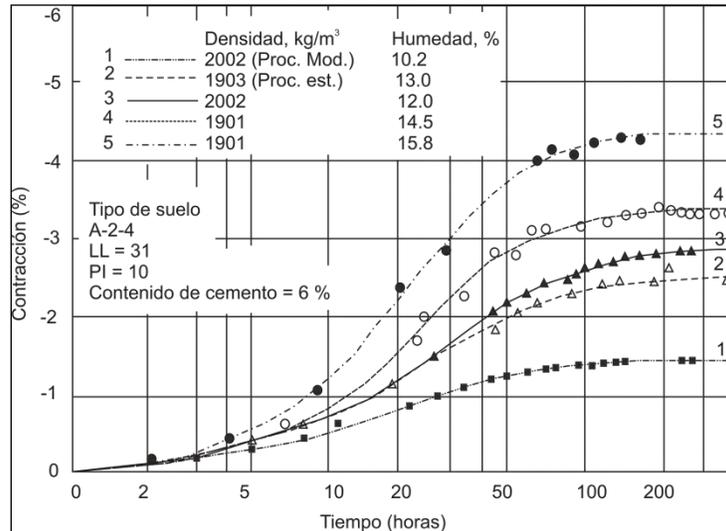


Figura 3.8. Efecto de la densidad y la humedad en la contracción

- **CURADO**

El curado del material estabilizado retarda pero no reduce el agrietamiento. George (1968) citado por Adaska y Luhr (2004) reportó que a medida que el contenido de arcilla se incrementa, la tendencia a contraerse disminuye con el curado. En otro documentado de George (2002) (citado por Adaska y Luhr, 2004) también se reportó que un curado prolongado dio como resultado grietas más finas y con espaciamiento mayor.

- **CONTENIDO DE CEMENTO**

George (1968) (citado por Adaska y Luhr, 2004), mostró la Figura 3.9 en la cual se observa el efecto del incremento en contenido de cemento con respecto a la contracción para varios suelos. Excepto para el caso del suelo A-3, la contracción se reduce con la adición de cemento. Por otro lado, la figura también muestra que la proporción óptima de cemento para una contracción mínima es menor a la requerida para durabilidad (Congelamiento/descongelamiento). Por lo tanto, para minimizar el efecto del contenido de cemento en la contracción, es importante no exceder el porcentaje de cemento requerido por durabilidad.

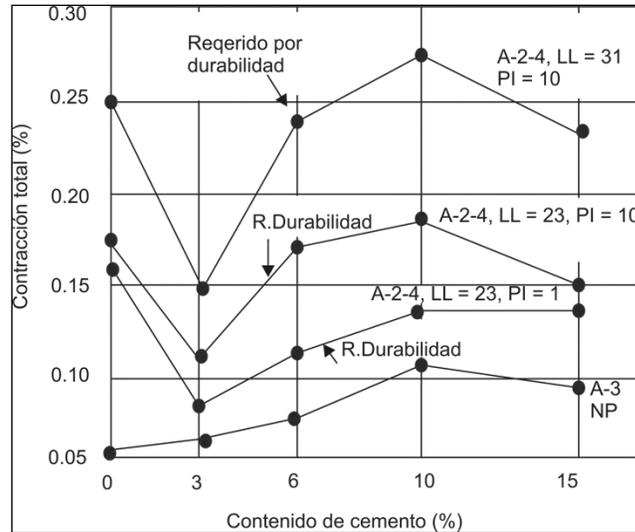


Figura 3.9. Efecto del contenido de cemento en la contracción

También se ha encontrado que al incrementar el contenido de cemento la rigidez se incrementa, es decir, la resistencia a compresión y tensión se incrementan, pero el incremento de la segunda trae como consecuencia que se presente agrietamiento muy espaciado, pero el espesor de las grietas es mayor [Adaska y Luhr, 2004].

3.7.3. Métodos para minimizar agrietamiento de bases estabilizadas

Algunos de los métodos para minimizar agrietamientos son los siguientes:

- Controlando la contracción máxima por medio del control de la cantidad de material fino y asegurando una cantidad de agua mínima durante la compactación.
- Usando aditivos para evitar la contracción.
- Controlando la calidad, densidad máxima, curado apropiado y mejorando la uniformidad de la mezcla.
- Controlando el agrietamiento de tal forma que el reflejo sea mínimo. Para este caso se pueden utilizar las siguientes técnicas:
 - Preagrietamiento retardando la colocación de la capa superficial.
 - Preagrietamiento abriendo la base al tránsito inmediatamente.
 - Usando capas de alivio para inhibir la propagación.
 - Usando una carpeta asfáltica de mayor espesor.
 - Usando una base de mayor espesor y reduciendo el contenido de cemento.
 - Promoviendo la formación de grietas de pequeño espesor.

3.7.4. Métodos para mitigar el agrietamiento

A continuación se describen algunos de los métodos para mitigar el agrietamiento. De los métodos más utilizados para mitigar el agrietamiento se tienen los siguientes:

- **EMPLEAR CONTENIDOS DE CEMENTO REDUCIDOS**

El agrietamiento con mayor espesor se asocia a bases de alta resistencia, es decir, con contenidos de cemento muy altos.

- **PRECORTE DEL MATERIAL DE BASE (FIGURA 3.11)**

Este método se introdujo en Francia y de los estudios llevados a cabo se ha encontrado que si se hacen cortes a 3.048 m el ancho de las grietas puede controlarse. De hecho, la Figura 3.10 muestra que el número de grietas transversales reflejadas en una capa de 90 mm es similar a aquella con una base precortada y con una capa de rodamiento de 30 mm, lo cual es una ventaja debido a la reducción que se puede tener en costos.

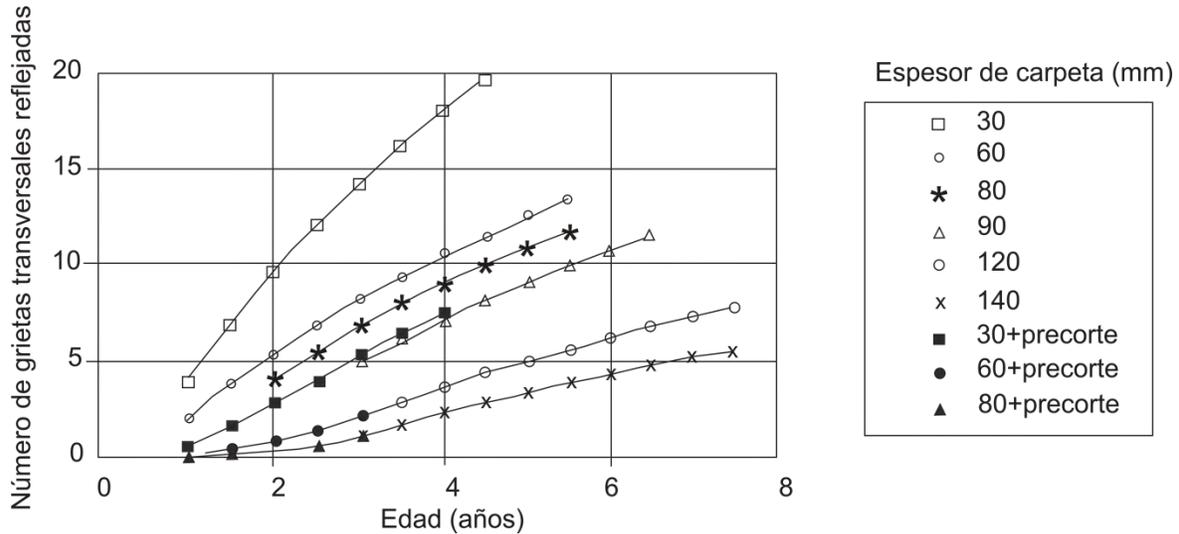


Figura 3.10. Influencia del precorte de la base estabilizada en la reflexión de grietas (Shahid, 1996, citado por George, 2001)



Figura 3.11. Precorte de la base estabilizada (George, 2001)

- **PREAGRIETAMIENTO DEL SUELO A EDAD TEMPRANA**

Cuando se realiza preagrietamiento con un rodillo vibratorio se forman una gran cantidad de grietas muy finas y muy cerradas (poco espaciamiento entre ellas) que no se propagan hacia la superficie. Los resultados de varios estudios han demostrado que se han obtenido resultados favorables (George, 2001).



Figura 3.12. Preagrietamiento de una base estabilizada (Scullion, 2002)

- **USO DE TRATAMIENTOS SUPERFICIALES**

De la experiencia de campo se ha observado que si se aplican tratamientos superficiales se reflejarán menos grietas y las que se reflejan son muy finas y además no se observan debido a la textura del tratamiento superficial. Un método típico es colocar dos capas de tratamiento el año de construcción y la tercera en el siguiente año. Por supuesto, esto es aplicable a carreteras de bajo tránsito (Freman y Little, 2002).

- **CARPETA ASFÁLTICA**

El reflejo de grietas depende mucho del espesor de la carpeta. Se ha encontrado de algunos estudios que si la carpeta se construye en dos capas pero que además la capa de rodamiento se diseña para evitar grietas se tendrá un comportamiento adecuado (Freeman y Little, 2002).

- **RETRASAR LA CONSTRUCCIÓN DE LA CARPETA**

Según lo que reportan Feeman y Little (2002), si se retrasa la construcción de la carpeta, la base se agrieta sin que más tarde afecte a la carpeta asfáltica.

- **DISEÑO INVERTIDO**

Este método consiste en colocar una capa granular sin ningún tratamiento entre el material de base tratado y la carpeta asfáltica. Este tipo de diseño se utiliza en varios Estados de Estados Unidos. En varios proyectos de Nuevo México se encontró que las grietas no se reflejan sino hasta 3 o 5 años después de la construcción, pero además, cuando las grietas se reflejan eran finas y muy espaciadas (Freeman y Little, 2002).

3.8. Caracterización de las bases estabilizadas

Los parámetros que se requieren para caracterizar las bases estabilizadas con cemento son: la rigidez o módulo, la relación de Poisson y el criterio de comportamiento en fatiga (Hicks, 2002). Para determinar los parámetros antes mencionados se han utilizado las pruebas de compresión sin confinar, la de módulo de ruptura, la prueba de fatiga en vigas que es la que más se apega al

fenómeno que se presenta en campo. A continuación se presentan algunos aspectos presentados en la literatura con respecto a la fatiga de este tipo de materiales ya que también es el tipo de pruebas que se llevaron a cabo durante la investigación que se presenta en este trabajo.

3.8.1. Definición de fatiga

En aplicaciones de pavimentos, los materiales estabilizados están sujetos a esfuerzos de flexión repetidos [fatiga], por tanto, es muy importante estudiar la respuesta ante este fenómeno [Swanson y Thompson, 1967].

De acuerdo con Swanson y Thompson [1967], la *fatiga* es la falla progresiva de un material producida por esfuerzos repetidos que son menores a su resistencia máxima.

Otros autores como Tadeo y Cintra mencionan que el *fenómeno de fatiga* induce ruptura de los materiales del pavimento después de la aplicación de un número de sollicitaciones, causando esfuerzos menores a los de la resistencia última del material debido al desarrollo lento de microfisuras en la estructura interna. En bases estabilizadas, la fisuración se concentrará en las ligas entre el mortero y agregados durante la hidratación del cemento.

Por otro lado, se sabe que las capas estabilizadas con cemento deben diseñarse de tal forma que el material no se sobreestrese en la parte inferior, usando la deformación por tensión inducida en la parte inferior como criterio de diseño en vez del esfuerzo de tensión [Kaplan, 1963; Otte, 1978 citados de Beer, 1985].

3.8.2. Diseño por fatiga

Se ha reconocido que el esfuerzo de tensión horizontal [deformación] en la parte inferior de la capa estabilizada es el mejor indicador del fracturamiento por fatiga [Witczak, 1976]. Este fenómeno se estudia sometiendo especímenes a diferentes niveles de esfuerzo con respecto al módulo de ruptura y reportando los resultados como una relación entre el número de repeticiones a la falla contra la relación de esfuerzo o contra la deformación a la tensión en la falla. A continuación se mencionan algunos de los estudios que se han presentado en la literatura con respecto a este fenómeno.

Arnold [2009] llevó a cabo un estudio de vigas preparadas con una base estabilizada con 4 % de cemento y que fueron sometidas a diferentes niveles de esfuerzo para desarrollar la ley de fatiga.

Cuando se realizan pruebas de fatiga, por lo general lo que se determina es el número de ciclos a la falla ya que medir las deformaciones en este tipo de especímenes es muy complicado. Sin embargo, en el caso de la investigación de Arnold [2009], se colocaron LVDTs para medir la deformación en la parte superior de la viga [Figura 3.13b] y a partir de los resultados obtenidos se calcularon la deformación y el esfuerzo de tensión en la fibra inferior de la viga, resultados que sirvieron para determinar la ley de fatiga como lo muestra la Figura 3.14.

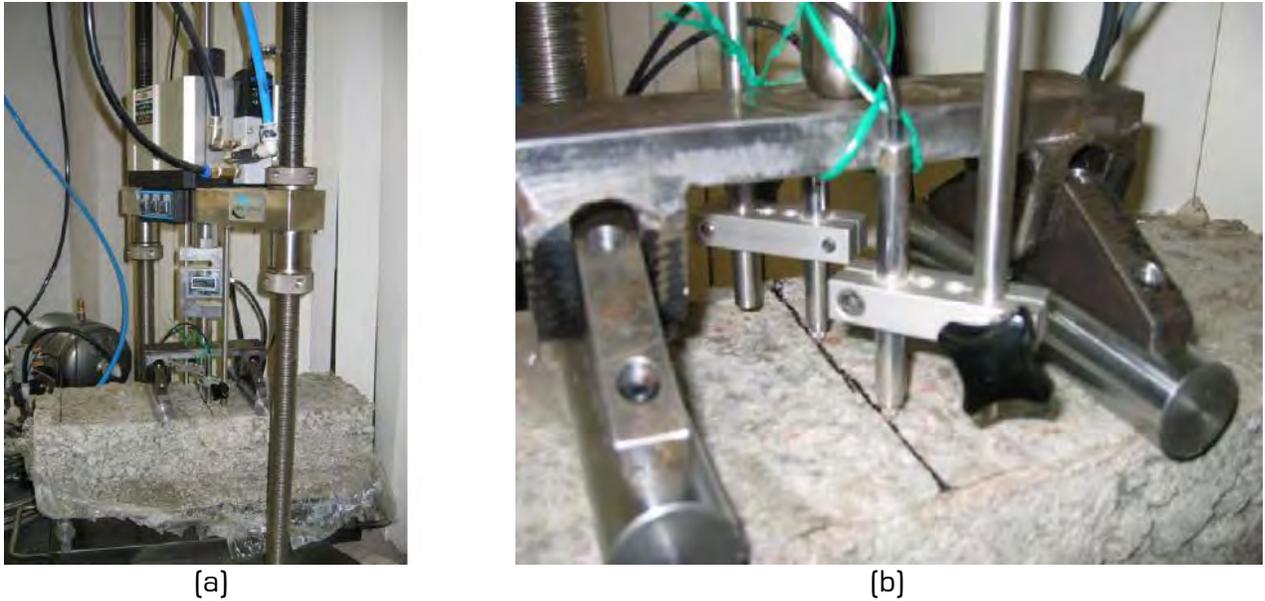


Figura 3.13. (a) Muestra para ensaye de fatiga; (b) Acercamiento a LVDTs que miden la deformación (Arnold, 2009)

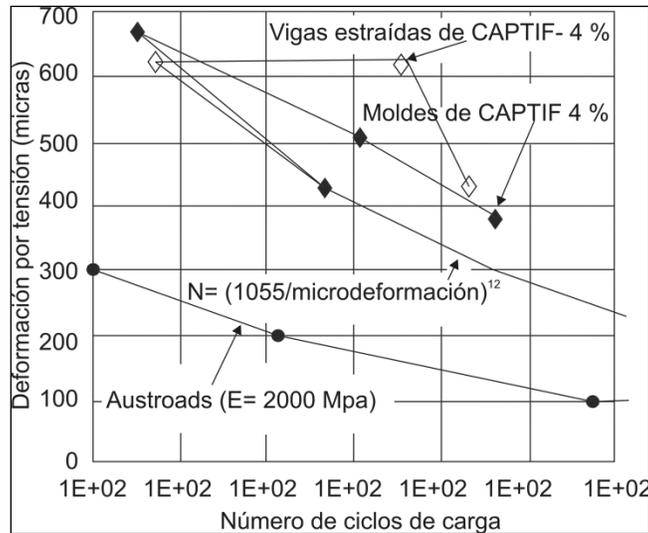


Figura 3.14. Ley de fatiga para el material granular estabilizado con 4 % de cemento (Arnold, 2009)

En este mismo estudio se extrajeron vigas de la base estabilizada colocada en su pista de prueba (CAPTIF) y se ensayaron en laboratorio de igual forma que las preparadas en el laboratorio. La Figura 3.14 muestra que los resultados que se obtuvieron con estos especímenes (al menos dos) se encuentran por encima de lo obtenido en laboratorio y que ambos resultados están muy por encima de la ley de fatiga utilizada en el diseño de las carreteras australianas (AUSTRROADS).

Como se observa de estos resultados, la ley no está en función del nivel de esfuerzos sino en función de la deformación por tensión.

Balbu y Pimentel muestran una gráfica con varios modelos de fatiga para agregados estabilizados con cemento (Figura 3.15). Estas relaciones son de gran importancia ya que usando un programa para cálculo de esfuerzos y deformaciones se pueden determinar las respuestas de

un pavimento ante cargas. Entre estas respuestas se encuentra el esfuerzo y la deformación por tensión en la parte inferior de la capa, con estos valores y utilizando el modelo de fatiga se puede entonces determinar el número de repeticiones que soportará la capa estabilizada en cuestión.

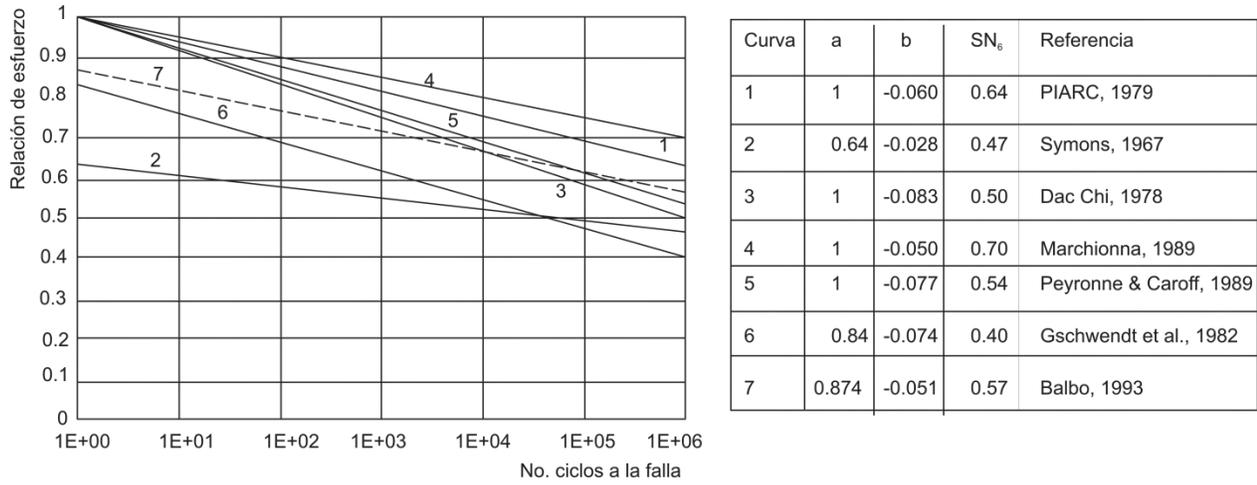


Figura 3.15. Leyes de fatiga propuestas por distintos autores

En el capítulo de resultados se presentará la ley de fatiga obtenida en el presente trabajo.

Capítulo 4

EQUIPOS Y PROCEDIMIENTOS DE PRUEBA

El presente capítulo describe en forma detallada los problemas que se presentaron, así como los criterios que se aplicaron para solucionarlos, logrando así la materialización de los equipos utilizados en la investigación. Respecto a los procedimientos de las pruebas también se mencionarán incluso algunos puntos del proceso que pudieran parecer irrelevantes o con una descripción excesiva, debido a que el autor considera que es una forma de compartir experiencias y contribuir a que investigaciones similares en el futuro abrevien tiempo utilizando este método o incluso lo mejoren buscando incrementar los alcances.

4.1. Diseño del molde para elaboración de especímenes de prueba

Una vez obtenido el peso específico seco máximo del material de base estabilizada con 8 y 10% de cemento [de acuerdo con la prueba de compactación Proctor modificada], se requería elaborar especímenes con un peso específico seco máximo y contenido de agua óptimo idénticos a los determinados al interior del molde convencional para la prueba en mención, sin embargo, ahora se requerían especímenes con una geometría prismática, resultando necesaria la fabricación de un molde prismático, pero además resistente al proceso de compactación dinámica, por lo que la construcción del molde se basó principalmente en dos criterios:

4.1.1. Dimensionamiento del molde

No existe una norma que especifique las dimensiones de moldes donde se preparan muestras de base estabilizada, sin embargo, como el material es similar al concreto, se tomaron las recomendaciones de la norma ASTM C470/C 470M-02a que menciona que los moldes para elaborar probetas cilíndricas debe contar con una altura igual a dos veces el diámetro y el diámetro debe ser al menos 3 veces el tamaño máximo nominal del agregado grueso (ASTM C31/C 31M-08a).

De acuerdo con lo anterior y tomando en cuenta que el tamaño máximo de la partícula presente en el material a utilizar corresponde a 19 mm (3/4"), se estableció que el molde cilíndrico debía tener como mínimo un diámetro de 57 mm, sin embargo, las dimensiones del molde para compactación Proctor modificada, son de 15 cm de diámetro y 30 cm de altura, mismo que cumple con la especificación requerida.

Por otro lado, para el caso de las vigas, de acuerdo a las recomendaciones de la norma ASTM C31/C 31M-08a en el punto 6.2, indica que los especímenes deben ser al menos 5 cm más grandes que tres veces la profundidad y la relación ancho/profundidad no debe de exceder 1.5. Por lo que la viga estándar debe tener una sección transversal mínima de 15 cm x 15 cm y debe usarse con un tamaño máximo nominal de agregado hasta 2 in (50 mm). El área transversal más pequeña que se permite debe ser al menos tres veces el tamaño nominal máximo del agregado. Es importante mencionar que lo anterior aplica a vigas de concreto, sin embargo, por ser materiales similares a los utilizados en el caso de materiales de base se decidió que las dimensiones del molde serían de 15 cm de ancho x 15 cm de profundidad x 50 cm de longitud para contar con un claro

tres veces mayor que el peralte de la viga, pues además el soporte para la prueba cuenta con un claro de 45 cm, pero también se buscaba que la viga contara con una longitud mínima de una pulgada más allá de los apoyos del molde en ambos lados, para garantizar su adecuada colocación y estabilidad.

4.1.2. Metodología de prueba

Para determinar el módulo de ruptura se utilizó la norma: C 78-08 "Standard Test Method for Flexural Strength of Concrete (Using Simple Beam with Thrid-Point Loading)", que es aplicable a pruebas de concreto en flexión, sin embargo, se empleó por la similitud del tamaño y forma del espécimen.

La norma antes mencionada establece que la altura de la viga será función del claro y esa longitud entre apoyos también se encontraba supeditada a las dimensiones del equipo con que se cuenta en el laboratorio para realizar la prueba, pues la base mide aproximadamente 450 milímetros entre apoyos.

La norma especifica la altura como un tercio del claro de la viga y sabiendo que el claro es igual a 45 cm, la altura sería igual a 15 cm lo que justifica la altura propuesta inicialmente para la viga.

Atendiendo las consideraciones anteriores, el dimensionamiento del molde con que se elaborarían los especímenes, resultó ser de 500 mm x 150 mm x 150 mm (cotas interiores), como se muestra en la Figura 4.1.

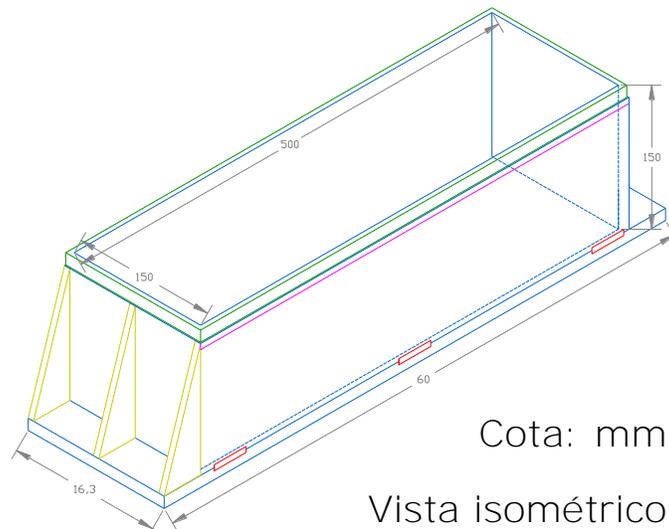


Figura 4.1. Dimensiones internas del molde para compactación de especímenes prismáticos

Por lo que respecta al método de compactación, debía ser dinámico y similar a la prueba Proctor modificada, lo cual hacía necesario que el molde contara con la resistencia suficiente para soportar los impactos del pisón sobre el material, mismos que se transformarían en cargas con dirección vertical y lateral como se muestra en la Figura 4.2.

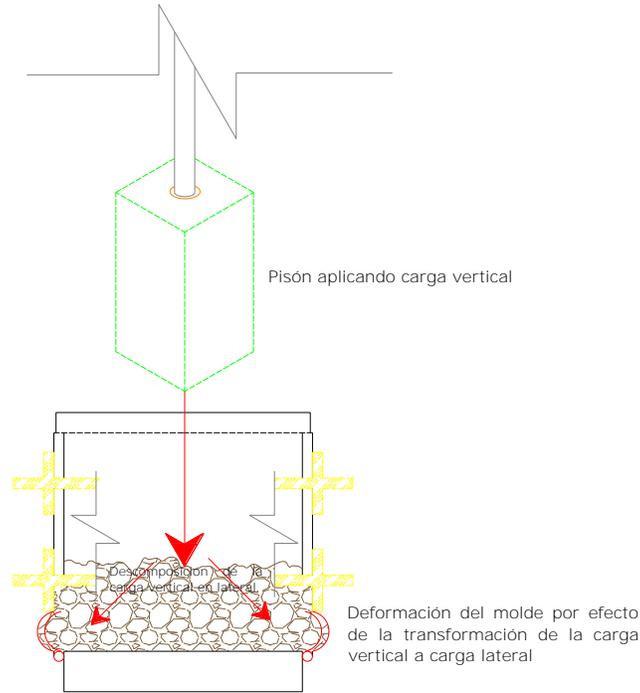


Figura 4.2. Descomposición vectorial de la carga vertical, hacia carga lateral (lo que podría generar deformaciones en las tapas laterales del molde)

Considerando la magnitud de los impactos del pisón sobre el material y su descomposición hacia las paredes del molde, por efecto del proceso de compactación, era necesario plantear un diseño adecuado para construir el molde, tanto en el tipo de material como la forma de estructurarlo, pero además debía contar con dispositivos mecánicos que deberían permitir el abatimiento de sus tapas laterales (Figura 4.3), haciendo posible la extracción de la viga una vez compactada, pero sin permitir la deformación de las paredes y además debía ser fácil de utilizar.

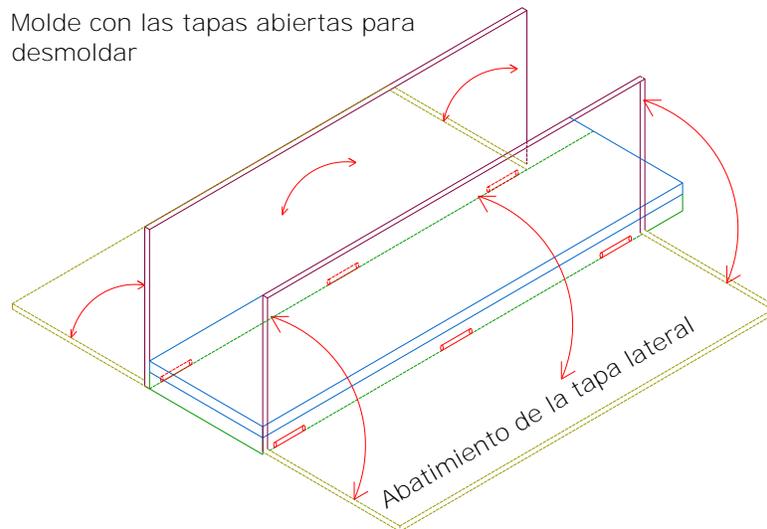


Figura 4.3. Vista en isométrico del molde cuando se encuentran las tapas abatidas

El material utilizado para la construcción del molde, fue una placa de acero A-36 con espesor de $\frac{1}{4}$ ", excepto en la base, donde se utilizó una placa de acero con la misma resistencia, pero con espesor de $\frac{1}{2}$ ". Las placas fueron previamente rectificadas en las superficies que serían el interior del molde para obtener una superficie uniforme en la viga, además de buscar la mayor precisión

posible en el volumen interior del molde, pues ese dato sería una constante de cálculo a emplear para establecer el punto de control [peso específico].

La base del molde se reforzó con un bastidor reticular construido con placa de $\frac{1}{4}$ " como se muestra en la Figura 4.4, para incrementar la sección de acero y aumentar el momento de inercia a lo largo de la base, esto con el propósito de incrementar la resistencia, ya que la base sería la que recibiría la mayor parte del impacto, como resultado de la caída del pisón sobre el material.

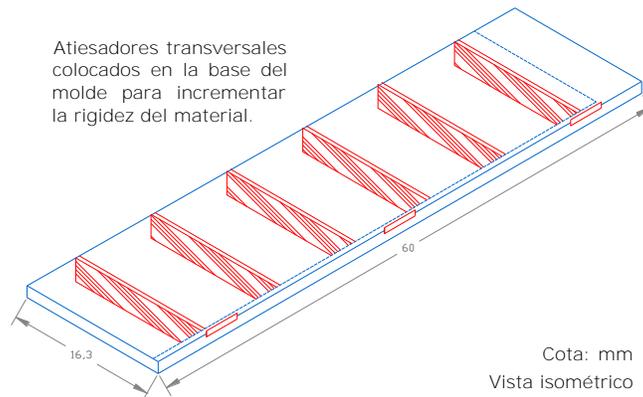


Figura 4.4. Colocación de barras transversales en el lecho inferior de la base del molde para incrementar resistencia en el material

En las consideraciones definidas desde el inicio de la estructuración del molde, al menos una de las tapas debía permanecer perpendicular a la base y fija para fungir como guía al resto de las tapas, garantizando así que los ángulos fueran rectos entre las tres tapas abatibles del molde y con ello obtener especímenes ortogonales en todas sus caras.

En la parte inferior de las tapas donde se presentaría la conexión entre la base y tapas abatibles, el mecanismo que proporcionaría el giro no debía permitir el desplazamiento lateral (juego) de las tapas al momento de compactar, esto para evitar que el volumen del interior del molde se modificará, por lo tanto, se maquinó un sistema de giro machimbrado, evitando desplazamientos entre las diferentes tapas.

En la parte media las tapas estarían restringidas al desplazamiento y giro por medio de tornillos de grado que cruzarían desde un macizo de acero simplemente perforado (sin cuerda) el cual estaría soldado a la tapa y el tornillo se alojaría en otro macizo de acero que sí contaría con cuerda.

A las tapas longitudinales se les incrementaría la sección transversal adosándoles con soldadura sobre la parte exterior un par de barras con sección "T" (Figura 4.5) con objeto de reducir la deformación a una magnitud tan pequeña que se pueda considerar nula, esas mismas barras que incrementan la sección se prolongarían más allá de las tapas cortas para que a través de ellas crucen los tornillos que proporcionarán el confinamiento perimetral y continuo al molde.

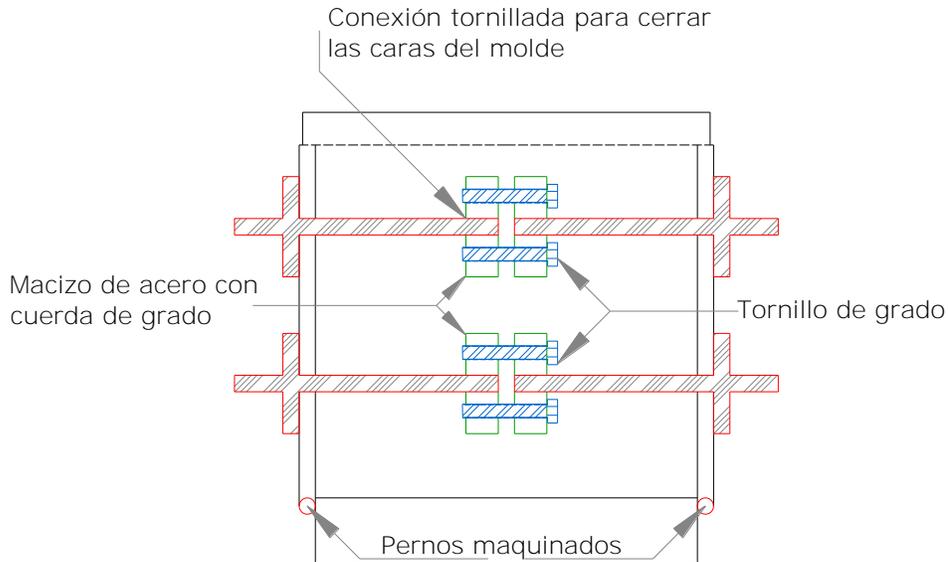


Figura 4.5. Dispositivo de confinamiento perimetral del molde de compactación

El molde también requería un collarín que sirviera para contener el material depositado en estado suelto, mismo que se podría perder durante el proceso de compactación, el collarín sería útil principalmente cuando se colocara la cuarta y quinta capa de la mezcla, pero al mismo tiempo ayudaría a evitar deformaciones laterales en las caras de mayor longitud, las cuales serían susceptibles de presentar deformaciones como resultado de los impactos aplicados al material durante el proceso de compactación.

El collarín se construyó con placa del mismo espesor que el molde considerándose una ceja que entraría a presión, reforzando así a las paredes más largas. El conjunto del molde y collarín se muestra en la Figura 4.6.

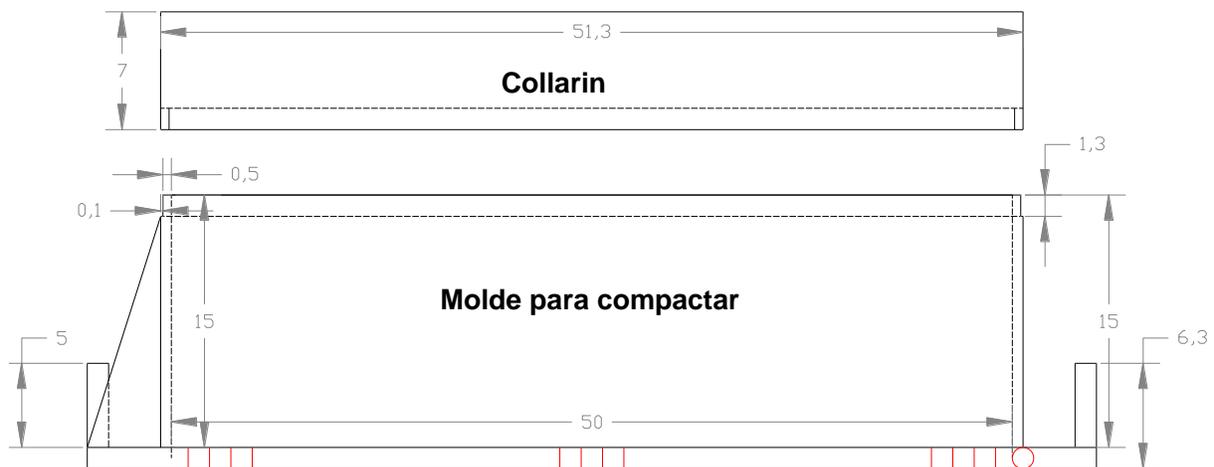


Figura 4.6. Vista en elevación del molde y collarín

La energía sería entregada al material por medio de un pisón de acero similar al empleado en la prueba Proctor modificada, por lo que su diseño fue similar tanto en masa como en altura de caída pero con geometría distinta puesto que el molde a emplear presentaría ángulos rectos en su interior y perimetralmente serían líneas rectas, obteniéndose el diseño que se muestra en la Figura 4.7.

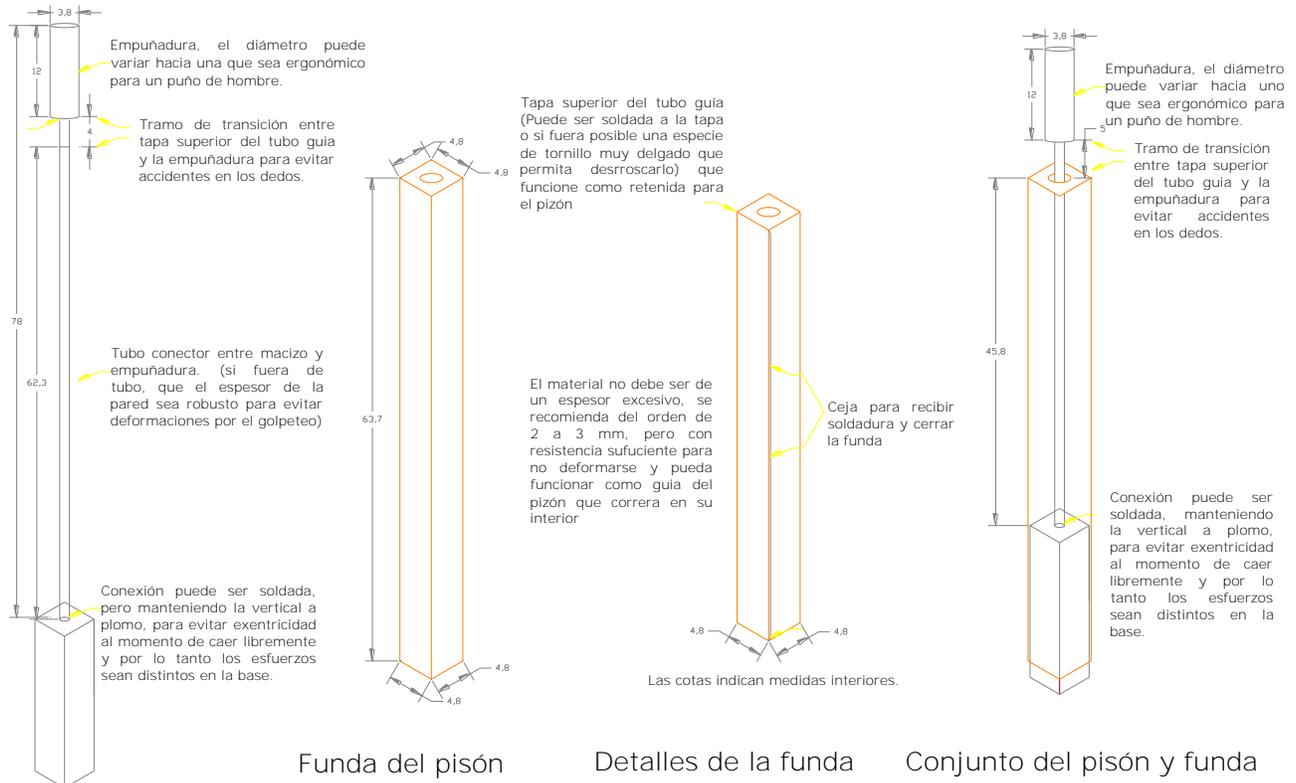


Figura 4.7. Diseño del pisón y funda para realizar la compactación en el molde prismático

Para hacer compatible al pisón con la geometría del molde se propuso una sección cuadrada que se acoplara al interior del molde y con ello lograr una adecuada compactación, la masa del pisón debía ser igual a la del pisón empleado en la prueba Proctor modificada, por lo que se diseñó con un tubo de acero inoxidable roscado en el extremo inferior para acoplarse al macizo cuadrado de acero que aportaría la mayor parte de la masa, el propósito del tubo hueco es para introducir masas adicionales que incrementaran su masa en un momento dado para generar mayor energía con su caída o simplemente para calibrar la masa conforme a las especificaciones dadas para el pisón de la prueba Proctor modificada, la Figura 4.8 muestra ambos pisones, donde se puede observar que en dimensiones son muy similares.



Figura 4.8. Pisones empleados para compactar especímenes prismáticos (parte superior) y con molde Proctor estándar (parte inferior)

Otra consideración de importancia fue dimensionar el área de contacto en la base del pisón empleado para aplicar la energía de compactación al material, puesto que se debía considerar un área de traslape, que generara un efecto similar al traslape que se da en la prueba Proctor modificada, por lo que se propuso utilizar un cuadrado macizo de acero de 2 1/8", el cual produciría un traslape cercano a cuatro milímetros con las áreas contiguas a donde se aplicaría la energía, el traslape se muestra gráficamente en la Figura 4.9.

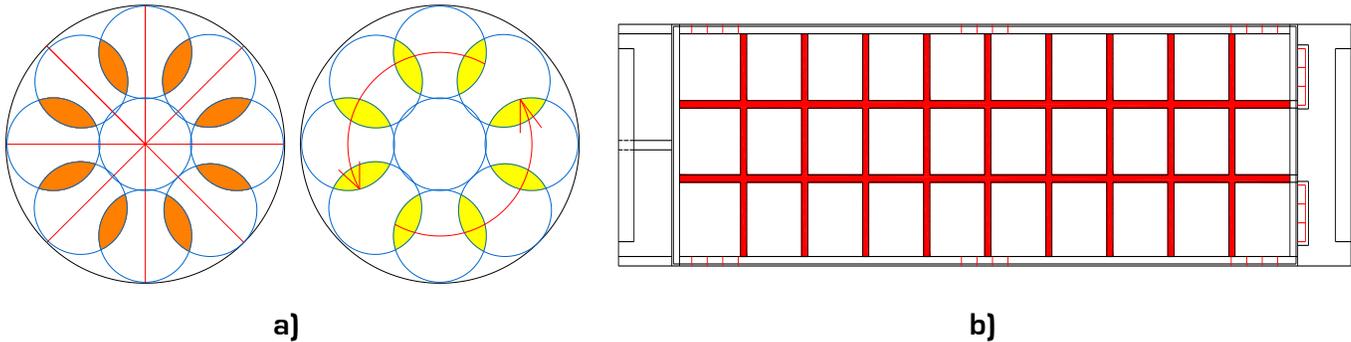


Figura 4.9 a) Traslape entre golpe y golpe para la prueba Proctor modificada b) traslape empleado en la elaboración de vigas prismáticas

Para la etapa de compactación era importante definir el procedimiento para la distribución de los golpes sobre el material a compactar, la identificación de esa metodología fue empírica pues se experimentaron diferentes formas para la distribución de los golpes y el procedimiento establecido como conveniente fue cuando la repetibilidad del peso específico seco máximo presentó variaciones inferiores al 1% respecto al establecido por medio de la prueba Proctor modificada, ese proceso definido como adecuado para lograr resultados consistentes se ilustra en la Figura 4.10.

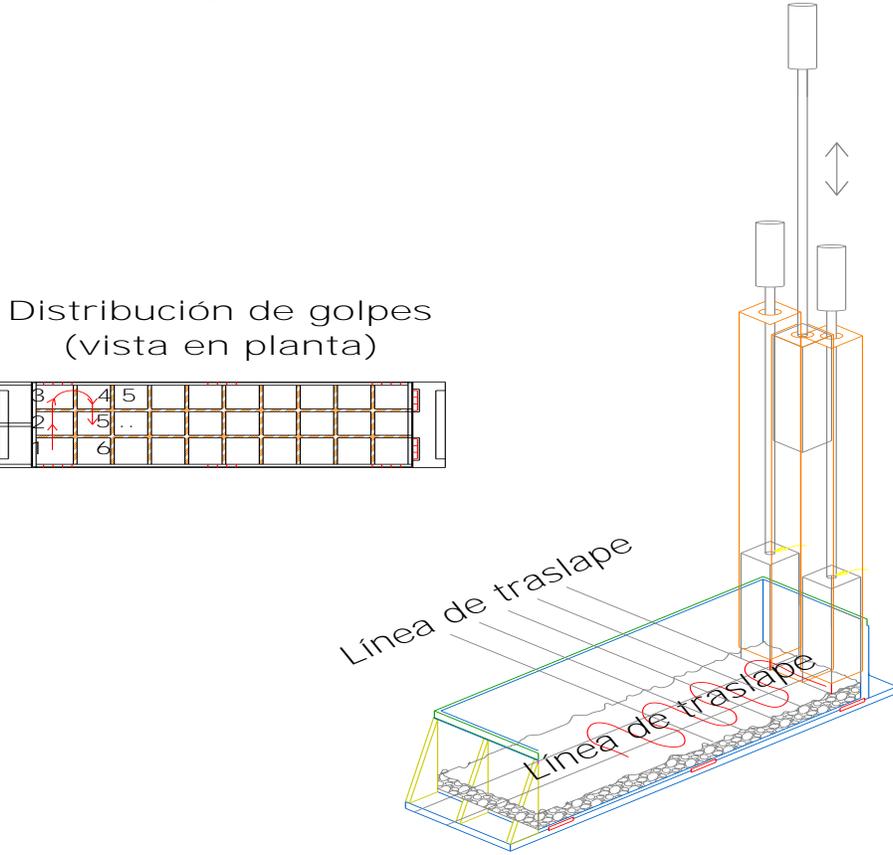


Figura 4.10. Distribución de golpes sobre el material para compactarlo dentro del molde rectangular

El principal indicador para asumir como adecuadas a las consideraciones utilizadas en el desarrollo y diseño del molde y pisón, fue por medio de los resultados obtenidos para el peso específico seco máximo en cada uno de los especímenes elaborados, puesto que los resultados desde el inicio y hasta el final de las pruebas, no presentaron una dispersión importante como se puede observar en la Figura 5.13 y 5.14 del capítulo cinco del presente trabajo. Pero el indicador más confiable se presentó cuando inició la experimentación dentro de la etapa de ensayos, pues al determinar módulos de ruptura y pruebas a fatiga se comprobó que la resistencia de los especímenes tampoco presentaban variaciones de magnitud importante, salvo en un porcentaje muy bajo de vigas, como se mostrará en el capítulo 6 al analizar los resultados de las pruebas a módulo de ruptura.

Por lo anterior, se considera que la distribución de la energía de compactación fue adecuada pues no se encontraron zonas con baja resistencia, lo cual se correlacionó al observar que en todas las vigas la falla se presentó dentro del tercio medio.

La ubicación de la falla es un criterio que la norma establecida para determinación del módulo de ruptura, emplea para correlacionar una adecuada o inadecuada elaboración de los especímenes de geometría prismática y debido a que las vigas siempre presentaron la falla dentro del tercio medio como se puede observar en la Figura 4.11, se puede correlacionar con un adecuado proceso de elaboración y un equipo apropiado.

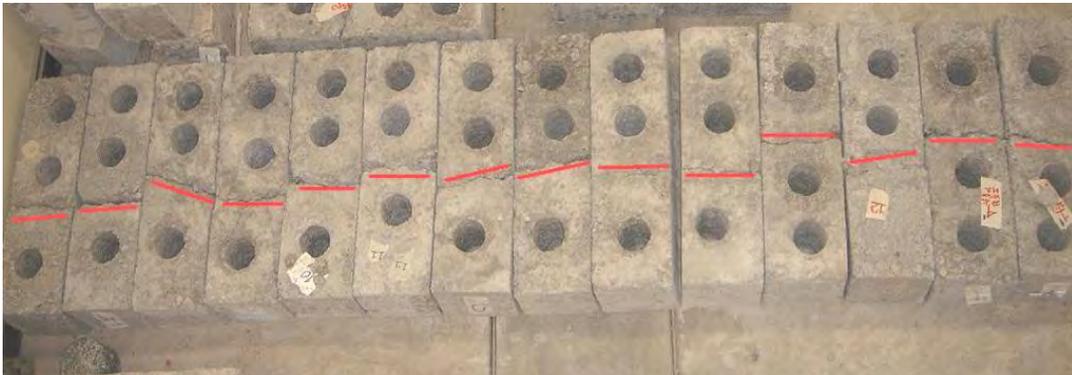


Figura 4.11. Ubicación del plano de falla dentro del tercio medio en las vigas ensayadas a módulo de ruptura o fatiga

Al iniciar el proceso de compactación se percibió la necesidad de fabricar una base sobre la cual se colocaría el molde para compactar, dicha base debería contar con la masa suficiente para evitar que se originara un choque elástico, resultado de la caída del pisón sobre el material, puesto que el choque podría resultar de magnitud lo suficientemente grande para inducir un movimiento adicional al material y con ello las partículas de material se desplazarían en forma errática, afectando al proceso de compactación, de ahí que para minimizar ese efecto se construyó una base de concreto reforzado de dimensiones 50 cm x 80 cm x 30 cm, logrando así una masa aproximada de 280 kg.

Además, durante el proceso de fraguado del concreto, sobre la cara superior del dado de concreto se grabó la forma de la base del molde con una profundidad promedio de un centímetro, con el propósito de evitar que durante la compactación se presentaran desplazamientos laterales que pusieran en riesgo la estabilidad del molde, reduciendo también la posibilidad de un accidente como resultado de una caída, pues el molde por si solo en promedio pesa veintitrés kilogramos y cuando se le coloca el material la suma promedio sería cercana a los cincuenta y dos kilogramos.

4.2. Construcción de pisón estático para compactar con marco de carga

Durante la experimentación surgió la idea de compactar en forma estática algunos especímenes para comparar la eficiencia del proceso de compactación en lo que se refiere a ruptura de partículas y homogeneidad en la distribución del material, pero sobre todo para observar las diferencias en los valores de resistencia a la fatiga que se pueden lograr a través de los distintos métodos de compactación, propósito que requería construir un pisón que se pudiera adosar al pistón de un marco de carga universal para aplicar la energía al material.

El pisón debía contar con las dimensiones que le permitirán entrar al molde para realizar la compactación del material, tanto en lo que se refiere a las dimensiones del molde en planta como en la profundidad del mismo.

Suponiendo un corte transversal en elevación al pisón, su geometría sería similar a la de una viga con sección I, solo que con diferencias de dimensionamiento entre patín superior e inferior, puesto que el superior haría contacto con el dispositivo de acoplamiento del marco de carga con un área de contacto igual a 20 cm x 25 cm y en el patín inferior haría contacto con el material colocado dentro del molde.

Debido a que el pisón debía introducirse en el molde, sus dimensiones se propusieron cuatro milímetros menores respecto de las del molde, resultando de 49.6 cm x 14.6 cm y la altura de la columna transmisora de carga, sería el resultado de sumar la profundidad del molde con la altura del collarín, dando en total 25 cm para permitir su inclusión hasta el fondo sin que los cartabones de refuerzo impidieran su entrada por chocar con los bordes del collarín, quedando el diseño final como se muestra en la Figura 4.12.

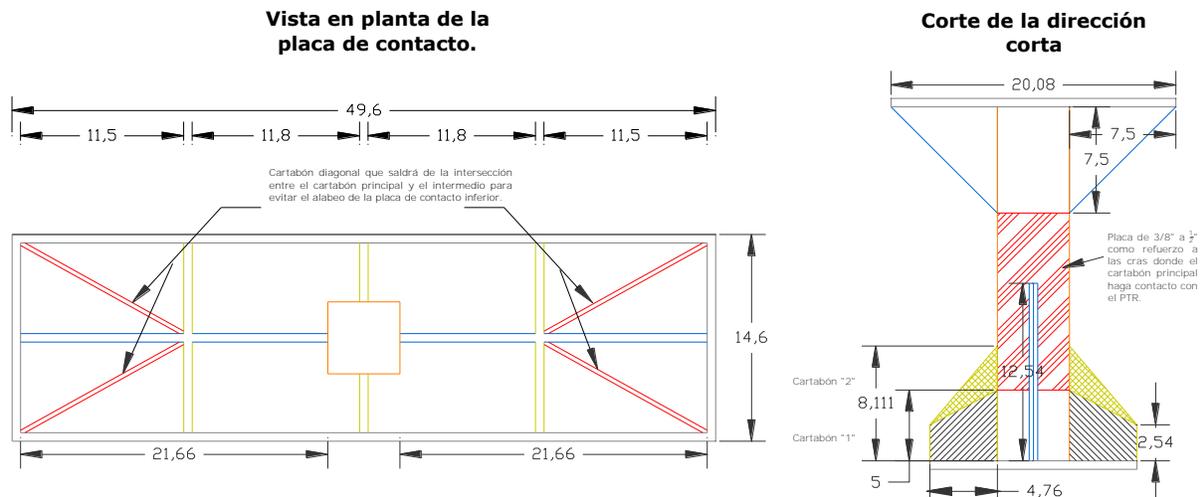


Figura 4.12. Vista en planta y en elevación del lado corto del pisón estático

El material a emplear para la construcción del pisón estático, sería placa de acero con un espesor de $\frac{1}{4}$ " en las superficies planas (patines) y un perfil tipo PTR de 2" y pared cédula cuarenta como columna transmisora de la carga [alma], debido a que en la placa de contacto con el material se podría presentar un efecto de alabeo, aún con el espesor del acero, por lo tanto se incluyó en el diseño de esa placa un doblez de una pulgada de altura para generar un marco perimetral aumentando así el momento de inercia y su resistencia a la falla como resultado de un momento de inercia reducido, esto principalmente en los lados largos, quedando la geometría de la pieza como se muestra en la Figura 4.13.

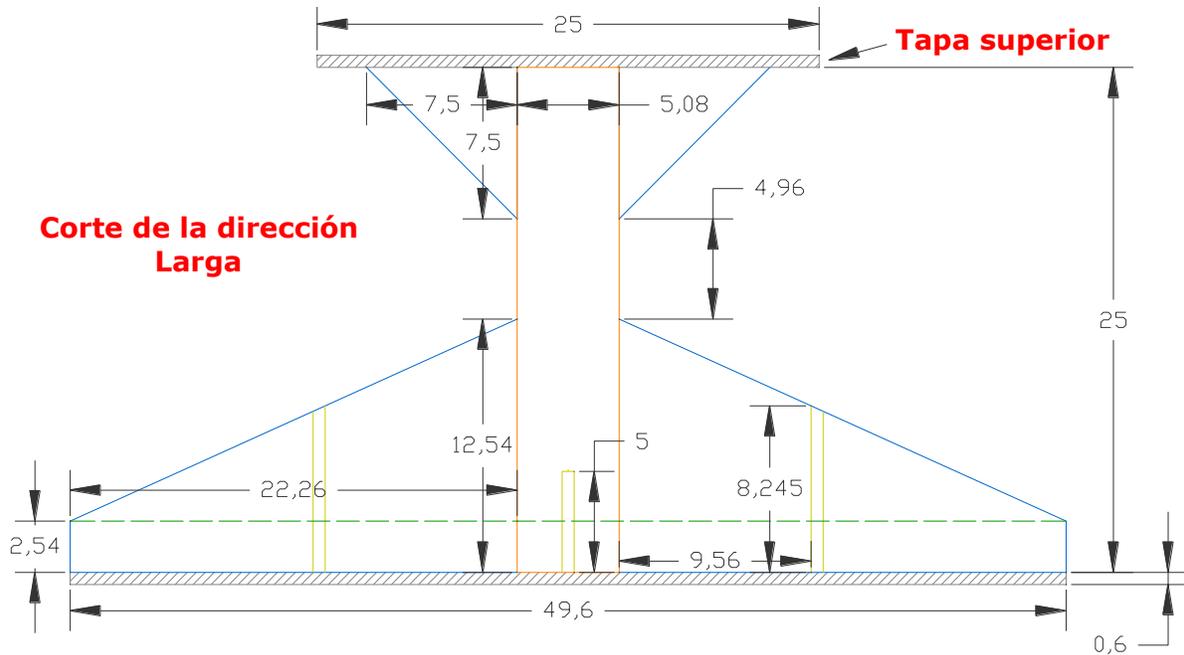


Figura 4.13. Vista en elevación del pisón estático (cota: cm)

Debido a que en la columna transmisora de carga se podría presentar el pandeo como resultado de excentricidad originada al encontrar diferentes resistencias en el material durante la aplicación de la carga, resultaba necesario reducir esa posibilidad de falla en la estructura, para lo cual se colocaron a manera de cartabones dos refuerzos laterales que se encontraría adheridos a la columna y distribuirían la carga hacia los extremos más alejados de la placa que estaría en contacto con el material, al mismo tiempo que reducían la altura de la columna, esos refuerzos se construyeron con el mismo PTR y el mismo espesor, como se muestra en la Figura 4.14.

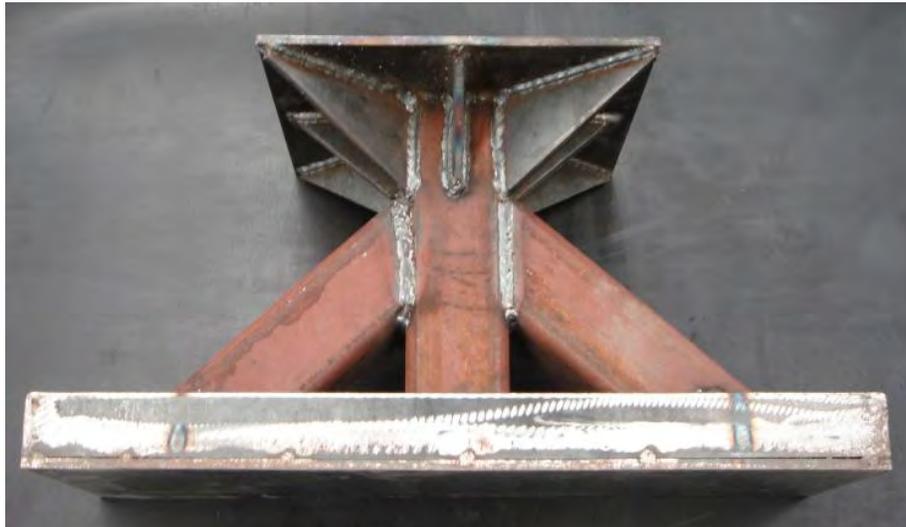


Figura 4.14. Pisón para compactación estática

4.3. Dispositivo para medir deflexiones

Durante la ejecución de las pruebas a fatiga se quiso incrementar el alcance del proyecto midiendo las deflexiones que sufría la viga como resultado de aplicarle carga cíclica y con esa información determinar el módulo de elasticidad. Para lo cual se requería colocar un instrumento

que midiera la deflexión generada únicamente en la fibra inferior al centro de la viga. Éste equipo se requería para evitar que la medición de la deflexión considerara la deformación correspondiente al neopreno utilizado para uniformizar las superficie de contacto con irregularidades presentes entre los extremos de la viga y el equipo.

Inicialmente se pensó en la posibilidad de utilizar un LVDT colocado sobre el marco del equipo triaxial, sin embargo, existían dos limitantes para su empleo. La más importante estaba relacionada con el desplazamiento que se registraría en las franjas de neopreno colocadas entre la viga y los apoyos de la placa base.

La intención de colocar las franjas de neopreno antes mencionadas en las zonas de contacto entre los apoyos de la placa soporte y el espécimen, tenía el propósito de transmitir la carga con mayor uniformidad. El mismo procedimiento se aplicó también a los puntos de contacto con el dispositivo que imponía la carga en el tercio medio de la viga, buscando reducir la posibilidad de concentración de carga en puntos específicos de la viga, pues de existir esas condiciones se generarían esfuerzos concentrados en pequeñas áreas del espécimen.

Las franjas de neopreno que se utilizaron tenían un largo igual al de la base de la viga, con un ancho de cinco centímetros, su colocación entre los puntos de contacto de las vigas y los rodillos se muestra en la Figura 4.15.



Figura 4.15. Colocación de franjas de neopreno en los puntos de contacto entre la viga y el equipo

La colocación del material antes descrito representaba una limitante para obtener la medición de la deflexión generada en la viga por medio del LVDT ubicado en la parte superior del marco, pero además también se observó que la resolución del módulo electrónico que funciona como interfaz entre el LVDT (de marco) y el software, podría limitar la medición real de los desplazamientos, por lo que se investigó sobre la resolución del módulo en donde estaba conectado el LVDT, al mismo tiempo que se calculó la magnitud de las deflexiones.

El cálculo de la deflexión de la viga se obtuvo utilizando datos como el valor medio del módulo de elasticidad, obtenido en probetas ensayadas a compresión simple y conociendo la geometría del material además de la carga que le sería impuesta, datos introducidos en la ecuación de la escuadría, como se muestra a continuación.

$$\Delta_{m\acute{a}x} = \frac{P a}{24 E I} (3L^2 - 4a^2)$$

$$\Delta_{m.\acute{a}x} = \frac{1529.6 \frac{kg}{cm^2} * 15.5 cm}{24 * 25,000 \frac{kg}{cm^2} * 4,218.8 cm^4} (3(45.5 cm)^2 - 4(15.5 cm)^2)$$

$$\Delta_{m.\acute{a}x} = 0.004917 cm$$

El resultado del cálculo permitió conocer uno de los motivos por los cuales durante las pruebas realizadas en la etapa de capacitación, el LVDT ubicado sobre el marco superior no registraba variaciones en sus lecturas. El motivo estaba relacionado con la baja resolución del conjunto de instrumentos, respecto del desplazamiento que se generaría en la viga durante la experimentación, concluyendo que ese LVDT, no sería el adecuado para obtener la información buscada.

Por lo anterior se pudo prever que cuando la prueba se realizara con cargas de baja magnitud sobre el espécimen, la probabilidad de obtener resultados confiables con el LVDT (colocado en la parte superior del marco) sería muy reducida haciéndola poco confiable, por lo que resultaba necesaria la instalación de otro LVDT que estuviese controlado por una tarjeta con mayor resolución, para lograr obtener mediciones de la deflexión más cercanas a la realidad y con un mayor índice de confiabilidad.

Aunado a los aspectos ya mencionados también se encontraba la propia deformación del equipo, la cual también podría influir en los resultados pues siendo tan frágil el material a ensayar, la deformación resultaba muy pequeña, lo que hacía necesario buscar un mecanismo de medición que estuviera libre de todos los efectos ya mencionados.

Lo anterior fueron algunas de las complicaciones más sobresalientes del total de las condicionantes que limitaban la posibilidad de obtener los valores de la deflexión durante la etapa de experimentación de las vigas. En los siguientes párrafos se mencionarán las consideraciones más importantes con las que se obtuvo el soporte para desarrollar el arnés donde se colocaría el LVDT.

Dentro de las propuesta de solución se analizó el empleo de varios dispositivos, desde los muy precisos como son los "strain gauge" que requieren de equipo electrónico y programación específica para cada tipo de prueba, hasta los de muy fácil empleo como son los micrómetros de carátula analógica pero con las complicaciones que representa su lectura en intervalos de tiempo tan breves y durante tanto tiempo de ensayo, por lo que pronto cambió la orientación de esa idea, retomando la idea de emplear un dispositivo que fuera compatible con el equipo y que no necesitara de un software adicional.

Para obtener la solución al problema de instrumentación, la mayoría de los dispositivos propuestos se construyeron pues resultaba necesario instalarlos y probarlos en un ensayo real para observar su comportamiento en conjunto y más aún analizar los resultados obtenidos para después estimar la objetividad de los mismos, sin embargo, en el presente trabajo sólo se describirán los criterios aplicados para la construcción del dispositivo final.

De manera análoga al resto de los equipos complementarios que se diseñaron en el proyecto, el dispositivo final para la instrumentación de la viga con un LVDT se desarrolló cimentado en la aplicación de criterios obtenidos a partir de experimentación o teorías vigentes para solucionar problemas de materiales.

Para el caso particular de este dispositivo se recurrió a los principios de la mecánica de materiales ya que otro de los propósitos de importancia para la elaboración del soporte para el LVDT estaba orientado a evitar que su instalación afectara o mejorara el desempeño mecánico del material en estudio.

Los principios de la mecánica de materiales establecen que en un elemento sometido a flexión simultáneamente se generarán dos zonas, con distintos elementos mecánicos, por una parte tensión y otra compresión, sin embargo, también existirá permanentemente una línea virtual a la que se denomina "eje neutro" y en ese eje el efecto de la tensión y compresión son teóricamente nulos, como se muestra en la Figura 4.16.

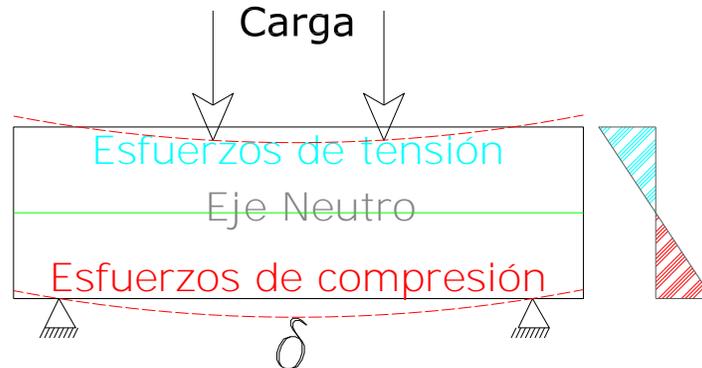


Figura 4.16. Diagrama de distribución de esfuerzos en una viga sometida a flexión

Por otra parte, también se infiere que cuando una viga se encuentra simplemente apoyada sobre dos puntos y se le aplica una carga al centro del claro, el material se deformará y esa deformación ocasionará el giro de la línea vertical que de forma virtual se genera sobre el eje del apoyo que soporta a la viga, mismo eje que atraviesa al espécimen como una línea vertical, sin embargo, teóricamente la línea virtual estará oscilando con cierto ángulo de abertura por efecto de la aplicación y retiro de la carga cíclica sobre el espécimen. Lo anterior se indica por medio de las líneas azules de la Figura 4.17, pero al mismo tiempo la intersección de la línea virtual de apoyo con el eje neutro genera un punto donde el ángulo de giro será nulo y ese punto estará ubicado exactamente a la mitad de la altura del espécimen como se muestra en la Figura 4.17.

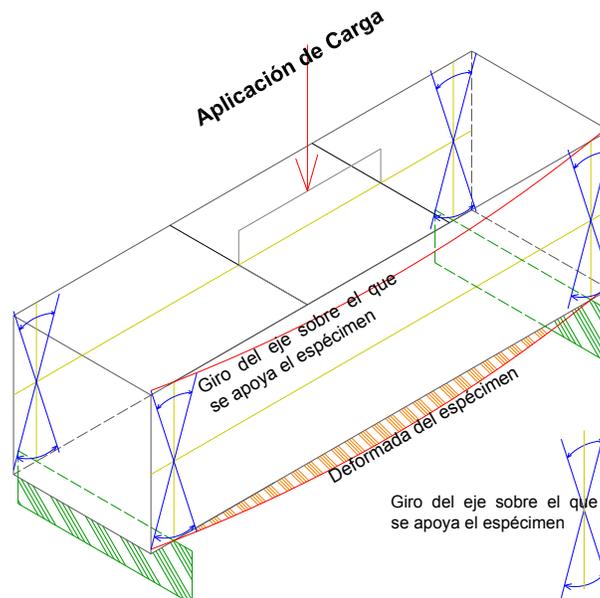


Figura 4.17. Giro del apoyo al momento de aplicarse la carga sobre la viga

Combinando las dos consideraciones teóricas antes mencionadas se concluye que en la viga existen dos ejes de giro, generados por la intersección del eje neutro de la viga con la intersección de la línea vertical denominada arbitrariamente por el autor como eje del apoyo, dando como resultado el eje de giro tal como se muestra en la Figura 4.18.

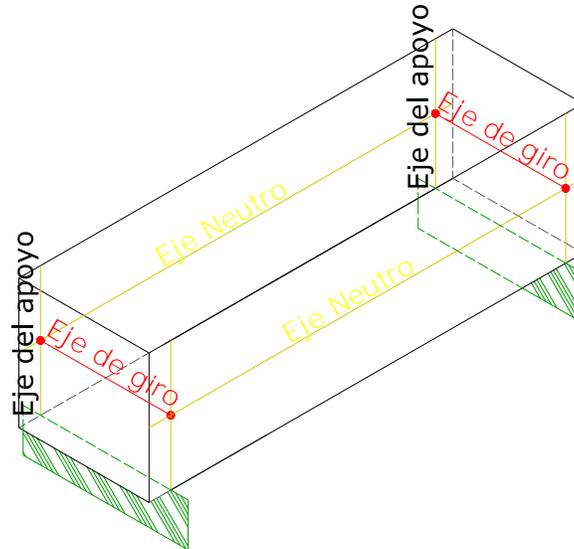


Figura 4.18. Ejes de apoyo, eje neutro y eje de giro que se identificaron en una viga sometida a flexión

Una vez planteado lo anterior se utilizó una herramienta auxiliar “Sap 2000 (Versión estudiantil)”, para modelar al espécimen como un elemento estructural (viga) simplemente apoyada en dos puntos, la cual aplicándole una carga de tipo monótonica, representados por medio de dos puntos colocados en los bordes del tercio medio, se obtuvo el resultado gráfico que se muestra en la Figura 4.19, cabe mencionar que la magnitud de la carga y módulos de ruptura establecidos para analizar el comportamiento del material, se asignaron de forma tal que resultaran similares a los de la etapa de experimentación.

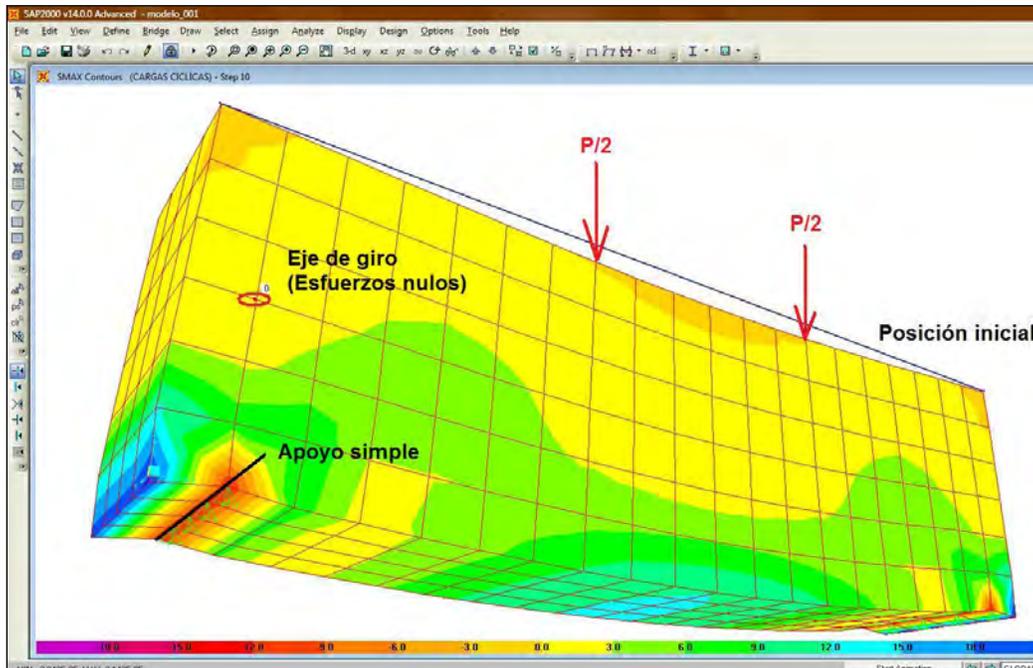


Figura 4.19. Modelación en SAP 2000 (Versión estudiantil) de la viga a ensayar en etapa experimental para identificar las zonas a tensión, compresión y neutras

En la Figura 4.19 se pueden observar las zonas con distintos tonos, indicando diferentes niveles y tipo de esfuerzo [tensión o compresión]. El rojo indica compresión, azul tensión, incluso el programa cuenta con la opción de mostrar la magnitud del esfuerzo al colocar el cursor sobre el punto de interés, que para este caso se indica con la etiqueta "Eje de giro", donde a través de la escala de colores con que cuenta el programa en la parte inferior de la pantalla, se puede identificar que en ese punto los esfuerzos son nulos, al momento en que el espécimen está siendo sometido a una carga "P"; además el modelo cumplió con el arreglo geométrico a emplear en la experimentación.

A partir de la hipótesis de los ejes de giro en la viga, se contó con la posibilidad de suspender un dispositivo para alojar al LVDT, el cual se podría sujetar de esos ejes de giro, donde era posible colocarlos a precisión en las zonas predeterminadas, como se muestra en la Figura 4.20.

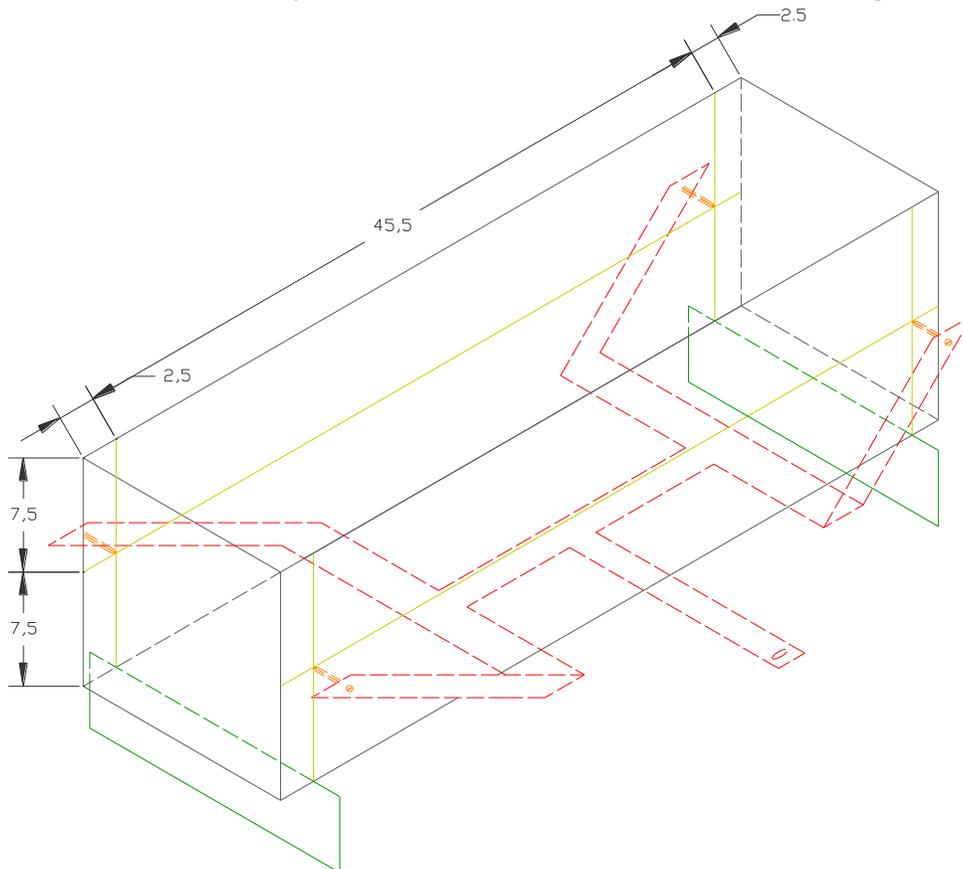


Figura 4.20. Dimensionamiento en la viga para colocar las pijas de anclaje al espécimen

Cuando se observó que por medio de los datos obtenidos con el dispositivo se graficaba un comportamiento adecuado "carga-deflexión", se replanteó el diseño del mecanismo inicial con que se realizaba el anclaje al espécimen, para buscar mejorar el sistema de colocación del soporte a la viga, reduciendo así la incertidumbre en el proceso de instalación y dándole al soporte la capacidad de ser ajustable a las condiciones que se presentaran en cada una de las vigas, quedando el diseño final como se muestra en la Figura 4.21.

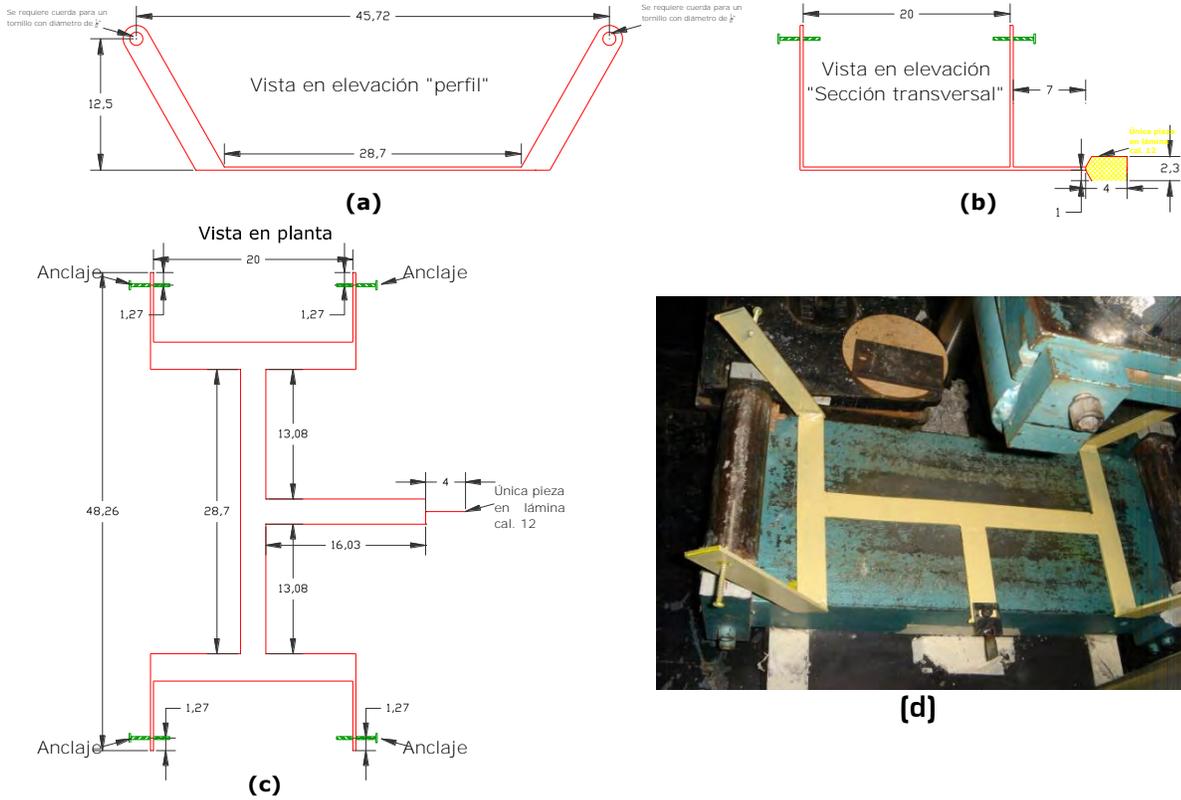


Figura 4.21. Geometría del arnés en (a) elevación, (b) perfil, (c) planta y (d) mostrando el dispositivo final dispuesto para recibir una viga

El material con que se construyó el soporte fue solera de acero con espesor de un octavo y ancho de 1", mismo que por su espesor presentaba un comportamiento endeble, sin embargo, ese comportamiento tipo flexible se solucionó por medio de la geometría que presentaría la estructura en conjunto, arreglo que también aportaría rigidez al soporte. La causa de utilizar material de geometría plana y por ende con rigidez reducida, obedecía a la necesidad de contar con un peso muy ligero, para reducir la posibilidad de aportar algún comportamiento en pro o en contra del desempeño mecánico del material con que se construyó el espécimen.

El mecanismo para anclar el soporte a la viga debía presentar un área de contacto reducida para que no interfiriera con el desempeño del espécimen, lo cual se logró utilizando pijas con cuerda de grado, pues de esa manera se podría hacer cuerda en la solera a pesar de su reducido espesor. Por medio de esa cuerda se generaría la fuerza suficiente para mantener el peso propio del soporte en forma estable y el área de contacto sería la mínima como se muestra en la Figura 4.22.



Figura 4.22. (a) Identificación del punto teóricamente libre de efectos mecánicos, **(b)** anclaje del arnés al espécimen por medio de pijas para obtener un área de contacto mínima y reducir la posibilidad de influir en su comportamiento mecánico

Por último, el adecuado desempeño del dispositivo final se pudo verificar al graficar los datos de tiempo contra deflexión. Comprobando que el comportamiento de la deflexión era de tipo senoidal, lo que concordaba con la forma y frecuencia de la carga aplicada como se muestra en la Figura 4.23.

La Figura 4.23 muestra una gráfica representativa de las pruebas que se ensayaron y de las cuales se pudo obtener información confiable. En la gráfica, el eje "x" que representa al tiempo, es común a los dos ejes verticales, donde el eje "y" de la izquierda indica la carga y el eje "y" derecho, el valor de la deflexión. Del gráfico se puede observar que tanto el servo que aplicó la carga al espécimen, como el LVDT que registró la deflexión en el centro del claro de la viga, adquirieron los datos en forma sincronizada, además de apreciarse que no existe un desfase en las respuestas.

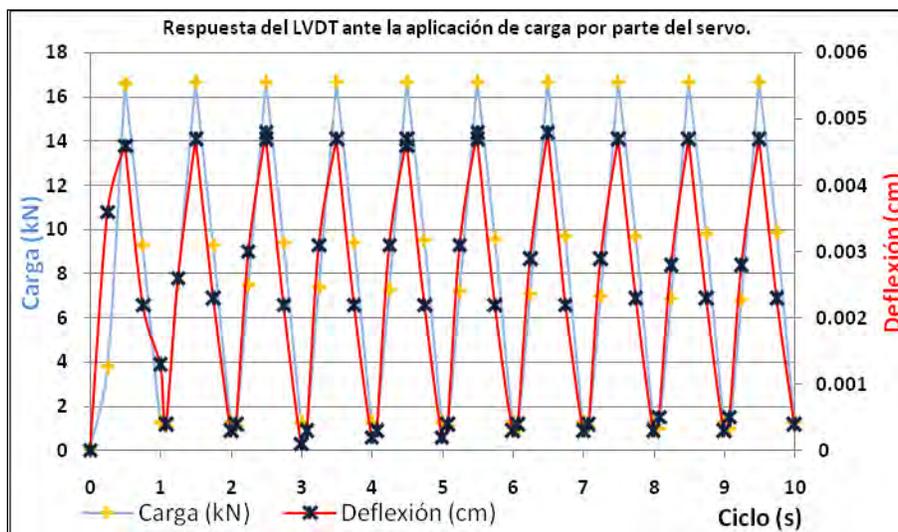


Figura 4.23. Carga aplicada y deflexión registrada

4.4. Elaboración de especímenes

Debido a que esta etapa del proyecto proporcionaría la materia prima del trabajo experimental, resultaba necesaria una atención especial y del mayor cuidado en los detalles para lograr obtener especímenes de calidad, es por ello que se invirtió aproximadamente un 55% del

tiempo total utilizado es este trabajo, considerando desde la etapa de muestreo, obtención de muestras representativas del material (cuarteo), caracterización, determinación de las curvas de compactación, hasta la construcción de las vigas.

En este punto se describirá la metodología utilizada para elaborar las vigas, con el propósito de aportar dentro de este trabajo el cimiento que permita la creación de un procedimiento sistemático para la elaboración de especímenes atendiendo al caso particular en que el material sea de tipo granular y estabilizado con cemento, donde además el espécimen cuente con una geometría prismática (150 mm x 150 mm x 500 mm).

El proceso inició con la obtención de una muestra representativa, para lo cual se utilizó el procedimiento establecido en la norma ASTM C 702-98. La muestra debía contar con 25 % más de material respecto del calculado con el propósito de disponer material con el cual se pudiera absorber el porcentaje de desperdicio, producto del proceso de mezclado, además del material necesario para la determinación del contenido agua.

El programa de pruebas requería la compactación de dos tipos de especímenes, por lo que se calculó el peso necesario para cada caso en función del porcentaje de cemento con que se estabilizaría, dicho cálculo sería posible empleando el valor de ($\gamma_{d\max}$) previamente determinado a partir de las curvas de compactación, el cual era otro dato conocido y que serviría para determinar el peso necesario de material para la elaboración del espécimen, por último se conocía el volumen del molde.

El cálculo del material a compactar para alcanzar el peso volumétrico seco máximo se realizó de la siguiente forma:

$$\text{Sabido que } \gamma_{d\max} = \frac{\gamma_m}{1 + \frac{w}{100}}$$

Se puede obtener γ_m de la siguiente manera:

$$\gamma_m = \gamma_{d\max} \left(1 + \frac{w}{100} \right)$$

Posteriormente,

$$\gamma_m = \frac{\text{Peso}}{\text{Volumen}}$$

Conocido " γ_m " y el volumen del molde, entonces se puede calcular el peso del material como:

$$\text{Peso} = \gamma_m \times \text{volumen}$$

Donde:

- $\gamma_d =$ Peso volumétrico seco
- $\gamma_m =$ Peso volumétrico húmedo de la muestra

w = Contenido de agua en el material
 v = Volumen de la muestra
 Peso = Peso del material a compactar

Desarrollando los cálculos se puede obtener el peso del material que requiere cada una de las muestras como se puede observar en la Tabla 4.1.

% de cemento	$\gamma_{d\text{máx}}$ (kN)	Peso (kg)	25 %w (kg)	W total (kg)
8 %	22,34	27,2	6,815	34,077
10 %	22,80	27,7	6,948	34,740

Tabla 4.1. Peso de la muestra para elaborar un espécimen prismático en función del contenido de cemento y peso específico

Debido a que en muchos de los casos el material se encuentra con cierto grado de humedad, es necesario calcular ese porcentaje de agua después de ser cuarteado, sin embargo, para evitar demoras en el trabajo experimental debidas al cálculo de contenido del agua inicial en cada muestra a compactar, todas las muestras se secaron en horno a una temperatura de 105°C durante por lo menos 18 horas. Esto se podía llevar a cabo ya que se considera que la temperatura no afecta de forma importante las propiedades de los materiales granulares.

4.4.1. Preparación del molde

El molde para compactar se deberá limpiar con una franela húmeda y si es posible con aire a presión, haciendo énfasis en las cuerdas donde se alojan los tornillos que restringen el abatimiento de las tapas, después de la limpieza se deberá secar para evitar oxidación y poder aplicar el líquido desmoldante en el interior del molde, pues esas caras internas se encontrarán en contacto con el material a compactar y la acción del desmoldante será ayudar a inhibir la adherencia del material a las paredes y placa base del molde. En caso de no contar con algún desmoldante comercial se podrá emplear aceite hidráulico o similar en viscosidad pero siempre deberá ser nuevo para evitar contaminación del material.

Cuando se compacte más de una viga y no se cuente con moldes suficientes para curar la viga recién compactada dentro del molde, se podrá colocar una tira de mica adherible sobre la base y tapa fija del molde. El pegamento quedará en contacto con las placas de metal para contribuir con el desmoldante e inhibir la adherencia del material al metal. Concluido el proceso de limpieza, lubricación y colocación de mica, como se muestra en la Figura 4.24, se ensamblará el molde con los tornillos que restringirán el abatimiento de las tapas laterales, para lo cual se recomienda hacer uso de pinzas, con el propósito de lograr un torque lo suficientemente resistente para evitar que las más de 1,500 vibraciones que se producirán durante la compactación debiliten el ajuste, ocasionando que las caras pierdan la ortogonal, se incremente el volumen y como resultado final altere todo el proceso.



Figura 4.24. Colocación de la mica adherible sobre la placa base del molde para elaboración de varias vigas en el mismo día

La colocación de la mica para fabricación continua, implica un proceso de desmoldado que será descrito posteriormente respecto a la forma correcta para llevar a cabo ese proceso en las vigas inmediatamente después de concluir la compactación.

4.4.2. Actividades preliminares al mezclado del material

Se pesa el molde de acero, esto se realizará ya en las condiciones en que se llevará a cabo la elaboración de la viga, es decir con el desmoldante, tornillos que restringen la apertura de las tapas abatibles y cuando así corresponda con la mica adherible colocada, es importante realizar correctamente la toma de la lectura de la báscula y reportarla en la bitácora de trabajo, pues este dato será indispensable al momento de realizar el cálculo que indique el peso específico seco máximo, pues aún pequeñas variaciones en la lectura, podrán ser la diferencia entre la aceptación o rechazo de la viga.

Colocación del molde sobre el dado de concreto, previa limpieza del mismo con brocha y de preferencia con aire a presión para evitar la presencia de partículas residuales de compactaciones anteriores, verificar que el contacto sea uniforme en toda la base del molde y el contacto con el dado, lo cual se podrá verificar por medio de la aplicación de carga en forma manual sobre los diferentes vértices del molde, así como en la periferia del mismo para verificar que no exista diferencias de nivel entre los bordes del molde, pues de existir irregularidades, durante el proceso de compactación el molde comenzará a experimentar un choque elástico que cambiará las condiciones de compactación en el material al que ya se le entregó la energía, lo que se observará como un desacomodo del material que va quedando detrás del paso del pisón.

Limpieza y colocación del collarín al molde, para lo que se deberán emplear tornillos pasantes que cruzarán por los aros del mismo y roscarán en las bases del molde con la fuerza suficiente para mantener el collarín en posición, pero al mismo tiempo que no se corra el riesgo de dañar la rosca o cuerda de los mecanismos.



Figura 4.25. Collarín y molde donde se indica la tuerca en que deberá anclarse el collarín

El pisón se limpiará con franela húmeda y se le aplicará aceite de baja densidad para lubricar el macizo que corre al interior de la funda, así mismo verificar que el opresor de la rosca que acopla el tubo al macizo se encuentre apretado, posteriormente verificar que la tapa superior del pisón se encuentre fija en su posición para evitar variaciones en la altura de caída y con ello también en la energía entregada al material. Posteriormente verificar que el deslizamiento del macizo al interior de la funda se dé en forma libre, sin obstrucciones ni fricción excesiva que pueda reducir la velocidad de la caída.

Limpieza y pesaje de cápsulas para depositar el material con que se determinará el contenido de agua a cada una de las capas, resultando importante que las cápsulas puedan contener en su interior un volumen mayor a 500 g, lo que permitirá distribuir el material con un espesor promedio igual a 2.5 cm con el propósito final de permitir un secado rápido del material.

La tina de mezclado se recomienda que cuente con un volumen cercano a los 100 l, para contar con un volumen cuatro veces mayor al que genera el material con que se fabricará el espécimen, La altura promedio puede ser 50 cm con un radio de 30 cm, para lograr un mezclado vigoroso y por lo tanto eficiente, pero sin pérdidas de material por efecto del movimiento, la tina deberá encontrarse seca y sin roturas, para evitar incremento en el contenido de agua o pérdida de material en caso de presentarse alguno de los casos anteriores. Cuando se vaya a preparar la mezcla la tina deberá ser pesada en la misma báscula donde se pueda pesar posteriormente con el material en su interior (capacidad superior a 50 kg), reportando ese dato en la bitácora con la cantidad de cifras significativas que permita la resolución de la báscula.

Pesar las bolsas de plástico donde se almacenará temporalmente el material de cada una de las capas. La bolsa deberá contar con una capacidad de al menos tres veces el volumen de material que se introducirá, con el propósito de poder efectuar un segundo mezclado al interior de la bolsa, con lo que se logrará mejorar la homogeneidad del material tanto en la distribución de partículas como de la humedad, los cuales se ven ligeramente alterados durante la etapas de extracción de la tina de mezclado y colocación en la propia bolsa, los pesos de las bolsas serán promediados siempre que sean de las mismas dimensiones y espesor, para que ese valor promedio sea el que se incrementa al peso de la muestra que será colocada en cada una de las diferentes capas a compactar.

4.4.3. Proceso de mezclado

Se colocará el material previamente cuarteado, secado y almacenado en bolsas de plástico, al interior de la tina de mezclado para ser pesado el conjunto (tina + material), posteriormente ese dato se reportará en la bitácora, donde se realizará la resta aritmética del peso de la tina más el peso del material, menos el peso de la tina de mezclado para conocer el peso real del material seco, con el valor del peso se podrán calcular los porcentajes de agua y cemento por aplicar, según el espécimen que se vaya a preparar y conforme a los porcentajes obtenidos en la construcción de las curvas de compactación. Un punto muy importante en este caso será, no emplear material que no se encuentre a temperatura ambiente o con una variación de $\pm 5 \%$ respecto a la temperatura ambiente, pues de presentarse una diferencia mayor, se generará cierto grado de evaporación y con ello la disminución del volumen de agua que repercutirá en el comportamiento del material durante la etapa de compactación por razones lógicas, referentes a no haber alcanzado el contenido de agua óptimo.

El cemento será pesado con la mayor precisión posible, ya que si existen diferencias, la mezcla ya no cumplirá con los parámetros predefinidos; el cemento deberá encontrarse en lugar seco y cerrado para evitar que absorba humedad, la verificación de la calidad del cemento puede relacionarse con la presencia de grumos, lo cual se puede correlacionar como un indicador de la presencia de humedad y si ese es el caso, el material no debe emplearse.

El agua deberá ser limpia y estar a temperatura ambiente. El agua puede ser medida en recipientes calibrados, sin embargo, se observó que el contenido de agua calculado tenía menos dispersión cuando el agua fue pesada, lo cual también debe hacerse con la mayor precisión posible para cumplir con el porcentaje de agua predefinido. En base a la experiencia se recomienda incrementar un 5 % del volumen calculado con el propósito de absorber las pérdidas de humedad como resultado de la evaporación por temperatura del medio ambiente, agua residual en el recipiente donde se pesa el agua, la humedad que absorbe la tina de mezclado, guantes, cucharón para mezclado, etc.

El cemento se adicionará en primer lugar dividido en tres o cuatro porciones espolvoreadas sobre el material, efectuando un mezclado parcial en cada una de las aplicaciones con el propósito de uniformizar la distribución del cemento. Cuando se haya aplicado la totalidad del cemento se procederá a mezclar la totalidad del material en forma vigorosa para lograr la homogeneidad en el material, ese movimiento se recomienda sea realizado con un cucharón limpio y de dimensiones superiores a 10 cm x 20 cm para lograr la manipulación del material. La forma sugerida para realizar el mezclado con base en la experiencia debe ser con movimientos circulares y ascendentes para que se extraiga el material del fondo y al voltearse sobre la parte superior del material, éste se mezcle por medio de la caída del material hacia la zona inferior, como se muestra en la secuencia de imágenes de la Figura 4.26.



Figura 4.26. Mezclado del material para homogeneizar el material tanto en lo que se refiere a los agregados como a la humedad

4.5. Curado de especímenes

El curado tiene por objeto evitar un secado prematuro, ocasionado por acción de la temperatura y el aire propios del ambiente. Curar el espécimen aportará el agua excedente que demandará la reacción del cemento al combinarse con el volumen de agua previamente calculado y que se aplicó a la mezcla para obtener el peso específico seco máximo. Mantener hidratado al espécimen ayudó a incrementar la posibilidad de que el material alcanzara la resistencia correspondiente a la cantidad de cemento que se le aplicó.

El proceso de curado en los especímenes adicionalmente cubriría dos aspectos que reducirían problemas para ensayar el material y para evitar fallas prematuras, uno de esos objetivos estaría relacionado con el mejoramiento de la textura superficial en la cara superior de la viga, pues al hidratar a las partículas de cemento presentes en la parte superior, estas se les podían reacomodar deslizando sobre la cara superior por medio de una placa metálica, hasta obtener una superficie menos rugosa.



Figura 4.27. El curado de los especímenes contribuyó a mejorar la textura de las caras en la viga, a pesar de ser un material granular

Otro de los objetivos estaba orientado a reducir las posibilidades de generación de grietas por efecto de contracción en el material al presentarse la demanda de agua por parte del cemento, resultado de la mencionada evaporación del líquido, esto resultaba muy importante pues al contar con la menor cantidad de grietas preexistentes en el material se lograría un mejor comportamiento del material ante el efecto de nucleación de grietas.

Para curar los especímenes se utilizó la norma ASTM C 42/C dentro de un cuarto de curado con una humedad relativa superior a 95 %, humedad que fue controlada en forma automática por medio de un humidificador durante el tiempo de curado que correspondía a cada una de las vigas. Los tiempos de curado utilizados en este proyecto fueron de 28 y 90 días. En la Figura 4.28 se pueden observar las vigas al interior del cuarto de curado.



Figura 4.28. Vigas al interior del cuarto de curado

La literatura que estudia el tema del curado con mayor detalle se encuentra orientada principalmente a concreto y debido a que el material que se ha empleado para la fabricación de las vigas resulta similar al de un concreto pobre con un muy bajo o nulo revenimiento, el autor ha considerado pertinente mencionar la influencia que tiene el curado en otras de las propiedades de los materiales sometidos a curado.

Para pruebas realizadas en concreto para determinar su resistencia a compresión simple, se ha observado que si el espécimen se cura solamente un día y no siete como es el tiempo mínimo, se puede encontrar una reducción de hasta 10% de resistencia en el espécimen carente de tiempo de curado con respecto de otro que sí se curó durante los siete días.

Ante el efecto de absorción, los concretos que se han curado un día, pueden presentar absorción de agua por efecto de capilaridad hasta en un 50 % más que aquel que se ha curado durante tres días y si el curado del concreto se lleva hasta siete días la absorción puede ser de sólo un 25 %, sin embargo, cuando se cura durante veintiocho días, el efecto de capilaridad puede ser igual a un 15% respecto de aquel material que sólo se curó un día.

4.6. Prueba de compresión simple

La prueba de compresión simple se realizó con el propósito de obtener el módulo de elasticidad del material. Para esto se construyeron especímenes cilíndricos con una altura de 30 cm y una relación 2:1 (altura-diámetro). El proceso de fabricación fue similar a la construcción de

los especímenes prismáticos ya que se tomaron en cuenta las consideraciones del tamaño de la partícula máxima presente en el material para determinar el diámetro del molde a emplear, pero en este caso la geometría fue cilíndrica y se utilizó el molde que se muestra en la Figura 4.29.



Figura 4.29. Molde empleado para la elaboración de probetas cilíndricas

Otra de las consideraciones importantes fue mantener un método de fabricación idéntico al de las vigas, es decir, que la forma de entregar la energía de compactación al material fuera similar al método empleado en la fabricación de las vigas, por lo que se utilizó el pisón empleado para la prueba Proctor modificada, que cuenta con una masa idéntica al empleado en la construcción de los especímenes prismáticos, así los efectos que hayan tenido lugar sobre el material durante el proceso de compactación serían reproducidos en forma similar para el material empleado para construir el espécimen cilíndrico.

En este tipo de probetas el curado también sería de gran importancia por los efectos que ya se han explicado anteriormente, sin embargo, en este caso por el número de probetas que se elaborarían, fue posible almacenar las muestras durante algunas horas (5 - 6) para lograr que el material fuera auto soportable como se muestra en la Figura 4.30 y 4.31.



Figura 4.30. Molde para elaborar probeta cilíndrica ubicada en el cuarto de curado



Figura 4.31. Extracción de la probeta cilíndrica del molde

4.7. Determinación del módulo de ruptura

El módulo de ruptura fue la base para realizar los ensayos cíclicos, ya que con la información obtenida se determinaría la magnitud de la carga última promedio que podría soportar una viga y así la magnitud que requería ser aplicada al espécimen para obtener las diferentes relaciones de esfuerzo y poder determinar la ley de fatiga.

Para realizar la prueba de módulo de ruptura se tomó como base la norma C 78 – 08 de la ASTM “Flexural Strength Concrete [Using Simple with Third-Point Loading]”, a partir de la cual se obtuvo la metodología de prueba e información referente a:

1. Dimensionamiento de la placa soporte para colocar la viga en el marco de carga el cual se muestra en la Figura 4.32.
2. La colocación de la viga en forma centrada y la tolerancia permisible en cada una de las dimensiones, también mostrada en la Figura 4.32.

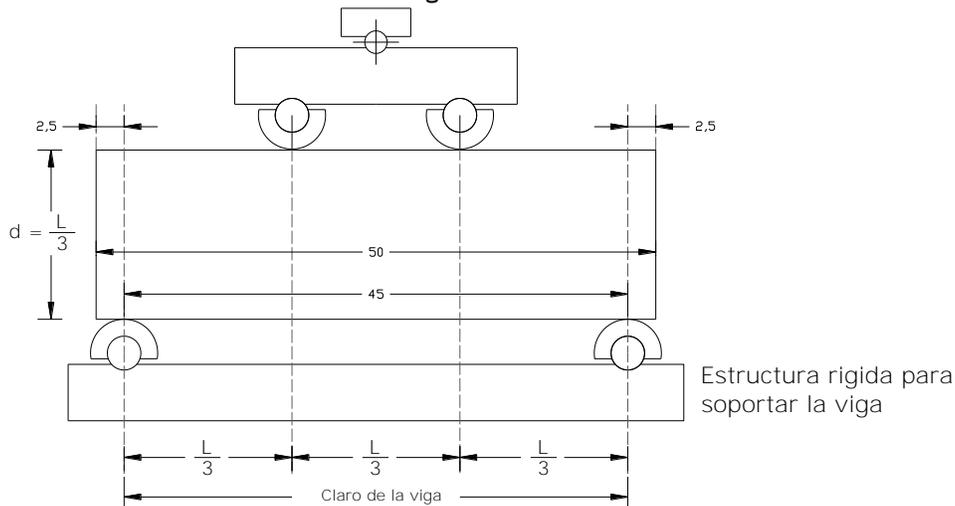


Figura 4.32. Dispositivo para realizar pruebas a módulo de ruptura y carga cíclica en especímenes estabilizados con cemento

3. Velocidad de aplicación de carga, determinada por medio de la ecuación:

$$r = (S * b * d^2) / (L)$$

Donde:

- r = Velocidad de aplicación de la carga en (lb/min) ó (N/min).
 S = Rango para aplicación de la carga, con una relación de incremento constante respecto al máximo esfuerzo sobre la cara en tensión, antes de alcanzar la ruptura (125 psi/min – 175 psi/min) ó (0.8 MPa/min – 1.21 MPa/min).
 b = Ancho promedio del espécimen con respecto a su orientación durante la prueba (in), (mm).
 d = Altura promedio del espécimen con respecto a su orientación durante la prueba (in), (mm).
 L = Longitud del claro entre apoyos (in), (mm).

Para las pruebas que se realizaron los datos a emplear fueron los siguientes:

- S = 0.922 MPa/min (velocidad 30% más que la mínima)
 b = 15 cm
 d = 15 cm
 L = 45.5 cm
 r = 6.84 kN/min

Todas las vigas se ensayaron con la misma velocidad de aplicación de carga a pesar de existir pequeñas diferencias en sus alturas (mismas que no excedían 3 mm) con el propósito de evitar diferencias en el procedimiento.

4. Método para calcular el módulo de ruptura si la falla se presenta dentro del tercio medio, empleando la ecuación:

$$R = (P * L) / (b * d^2)$$

Donde:

- R = Módulo de ruptura (psi), (MPa).
 P = Carga máxima aplicada según la indicada el equipo con que se realizó la prueba (lbf), (N).
 b = Ancho promedio del espécimen con respecto a su orientación durante la prueba (in), (mm).
 d = Altura promedio del espécimen con respecto a su orientación durante la prueba (in), (mm).
 L = Longitud del claro entre apoyos (in), (mm).

4.8. Prueba de fatiga

Esta prueba no se encuentra normalizada por lo que el procedimiento de ensaye consistió en la aplicación de una carga cíclica predefinida y siempre menor al valor del módulo de ruptura, es decir, un porcentaje de esta última. La frecuencia de aplicación fue de 1 Hz.

La colocación de la viga se realizó con un procedimiento similar al de la prueba para determinar módulo de ruptura, sin embargo, en esta prueba después de haber realizado la mitad de las mismas, se encontró la forma de colocar un LVDT que reportará la deflexión máxima que se presentaba en la viga por efecto de la aplicación de la carga, dando paso así a un procedimiento adicional en la ejecución de la prueba.

Para colocar el arnés que soportaría al LVDT se requería marcar previamente las vigas en los puntos donde se instalarían los tornillos opresores tal como se muestra en la Figura 4.33.

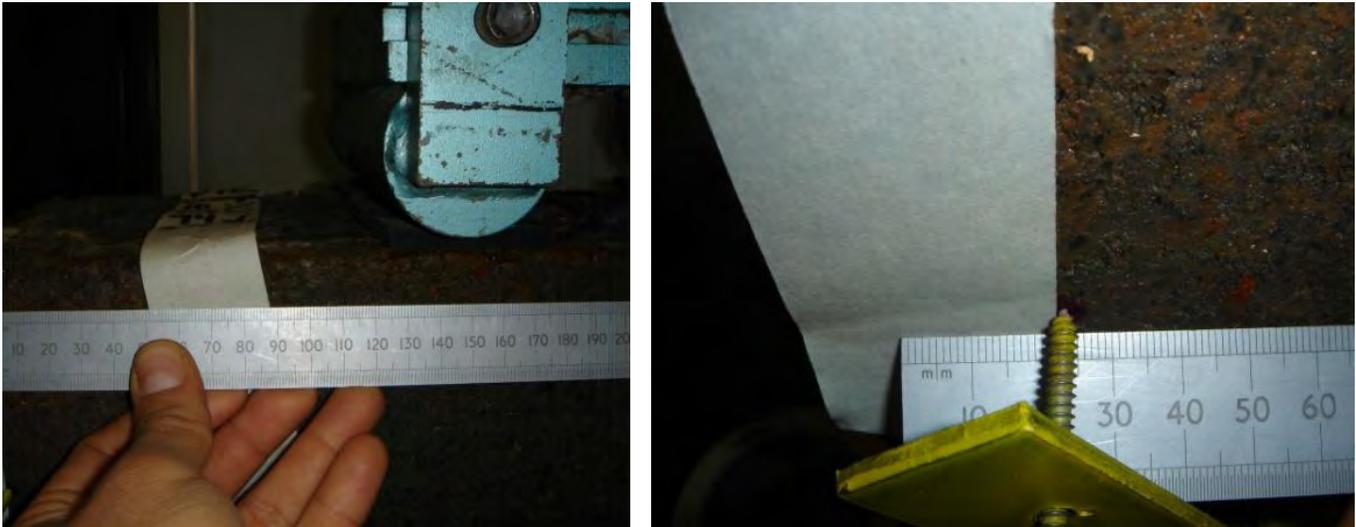


Figura 4.33. Medición del espécimen para colocar el arnés del LVDT

En la cara inferior de la viga se colocó una barra transversal que sirvió para transmitir la deflexión de la viga hacia la varilla que soportó el núcleo introducido en el LVDT con lo que se pudo obtener la medición de esos desplazamientos al centro de la viga, tal como se muestra en la Figura 4.34.



Figura 4.34. Barra de aluminio para transmitir deflexión del espécimen hacia LVDT

Después de colocar la barra que transmite la deflexión de la viga, se colocaba la viga sobre el soporte para la prueba, donde previamente se encontraba situado el arnés para instrumentar a la viga con un LVDT. Posterior a la fijación del soporte en la viga, inició el proceso de inserción del

núcleo al LVDT, cuando los dos anteriores se encontraban alineados, se fijaba la placa donde se anidaba el LVDT por medio de un tornillo opresor, el conjunto de medición se ilustra en la Figura 4.35.



Figura 4.35. Arreglo para instrumentar las vigas con un LVDT para obtener la medición de la deflexión máxima al centro de la viga

Una vez que todo estaba listo para adquirir los valores de deflexión, se aplicaba la carga de contacto con el propósito de generar los reajustes que fueran necesarios en el equipo y la viga; después se verificaría que el LVDT se encontrara dentro del rango de medición como se muestra en la Figura 4.36, evitando que se perdieran lecturas como consecuencia de encontrarse fuera del rango de medición. Al finalizar la verificación del rango se ajustaba la posición del núcleo dentro del LVDT, para ubicarlo cerca del centro y así evitar que se saliera del rango de medición, como se muestra en la Figura 4.37.

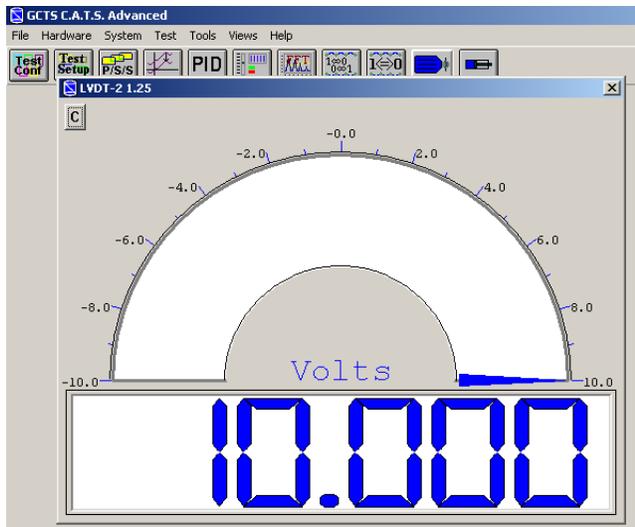


Figura 4.36. Verificación de rango

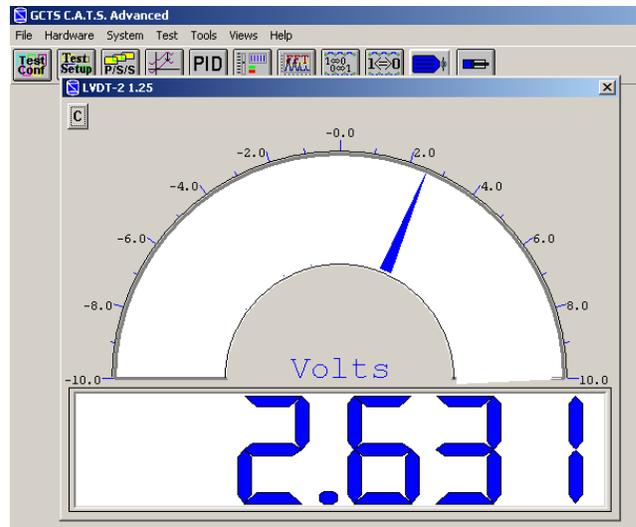


Figura 4.37. Ajuste de LVDT

Colocada e instrumentada la viga se configuró la prueba por medio del software con que cuenta el equipo, procedimiento que a continuación se menciona:

Se genera un archivo dentro de una carpeta predefinida por el usuario para almacenar los datos de cierto grupo de pruebas similares en lo que respecta a material, dentro de ese archivo se ingresan las dimensiones del espécimen y una breve descripción del material, como se muestra en la Figura 4.38.

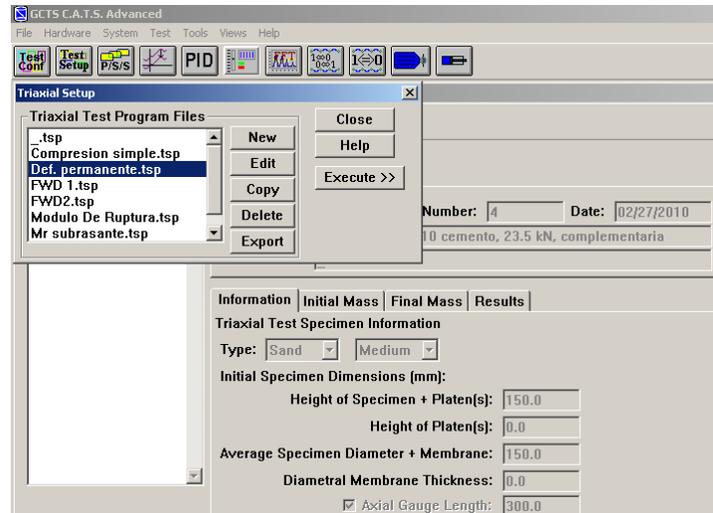


Figura 4.38. Ventana del software donde se configura la información del espécimen a ensayar

Debido a que previamente en el equipo se han configurado diferentes tipos de pruebas, el siguiente paso consistía en seleccionar el tipo de prueba a realizar, para este caso se encontraba denominada como “Deformación permanente” y dentro de esa prueba existían una serie de fases, sin embargo, la experimentación que se llevó a cabo sólo empleaba una fase, puesto que no se harían cambios en la frecuencia, ni en el nivel de carga aplicado al espécimen.

Los parámetros de prueba comenzaron con la definición de:

- Duración de la prueba: Se podía definir por medio del tiempo, magnitud de la carga aplicada o la deformación a través de alguno de los diferentes instrumentos de medición, como se muestra en la Figura 4.39.

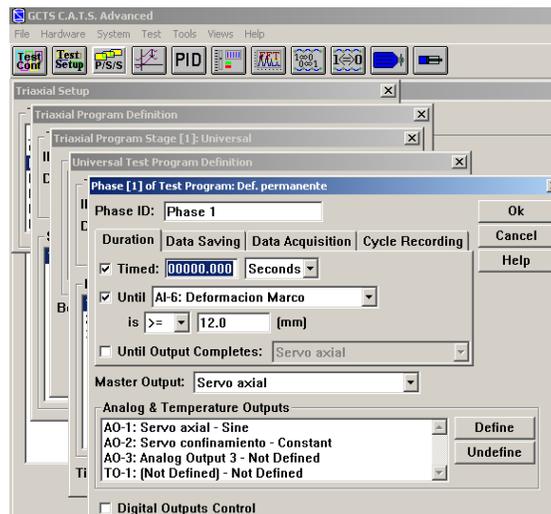


Figura 4.39. Ventana para configurar la duración de la prueba

- Almacenamiento de datos, la cual se eligió en forma continua.

- Intervalo en el que se haría la adquisición de datos, la cual podía ser en diferentes instantes de tiempo, dependiendo de la resolución que se pretendiera obtener al momento de analizar los datos, otra posibilidad podía ser por medio de un porcentaje de sensibilidad, además se podían elegir diferentes puntos fijos como son la cresta y el valle de la onda que se genere, como se puede observar en la Figura 4.40.

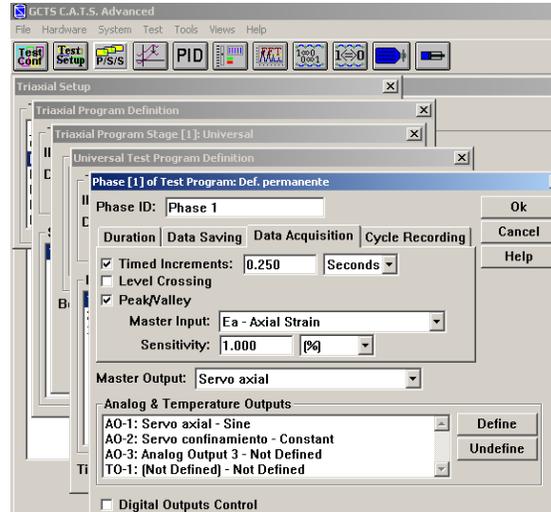


Figura 4.40. Configuración de la adquisición de datos en diferentes intervalos de tiempo

- Almacenamiento de datos a diferentes intervalos entre ciclo y ciclo, que para el caso que nos ocupa se eligieron todos los ciclos.
- Realizado lo anterior se configuraría el funcionamiento del servo en lo que refiere al tipo de onda, duración de la fase que en este caso sería una única fase, magnitud de la carga por aplicar y frecuencia principalmente como se indica a continuación:
 - La duración de aplicación de carga sería continua para lograr un efecto de fatiga ininterrumpido desde el inicio de la prueba, para simular el caso crítico.
 - La magnitud de la carga estaría en función del nivel de esfuerzo que se pretendiera para la prueba, es decir, sería un porcentaje del módulo de ruptura previamente determinado, como se muestra en la Figura 4.41.

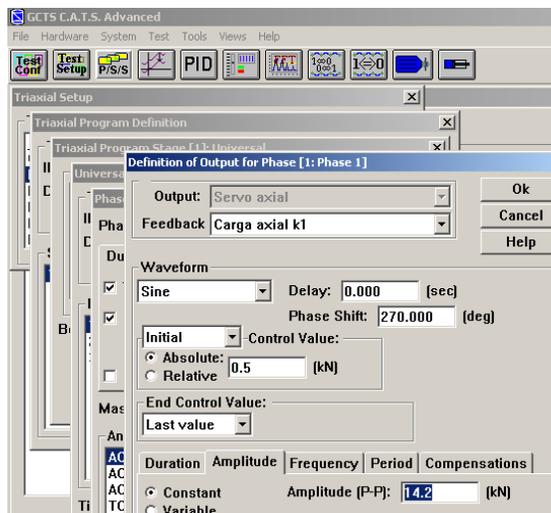


Figura 4.41. Definición de la magnitud de la carga que aplicará el equipo durante toda la prueba

- La frecuencia de aplicación de la carga también sería un parámetro de gran importancia ya que esto es lo que simula la frecuencia del paso de vehículos sobre un pavimento, que en esta prueba sería una frecuencia igual a 1 Hz.

El penúltimo paso de la configuración consistió en definir los datos que se guardarían, como la carga aplicada, la deformación del marco (LVDT colocado en la parte superior del marco), deflexión de la viga por medio de un LVDT denominado en diferentes formas dependiendo del que se colocará y también de la resolución del equipo de medición siendo igual a ± 1.25 mm (el utilizado en esta prueba), el equipo guarda el tiempo en forma automática y con ello genera el número de ciclo correspondiente al tiempo, esta selección de datos se puede observar en la Figura 4.42.

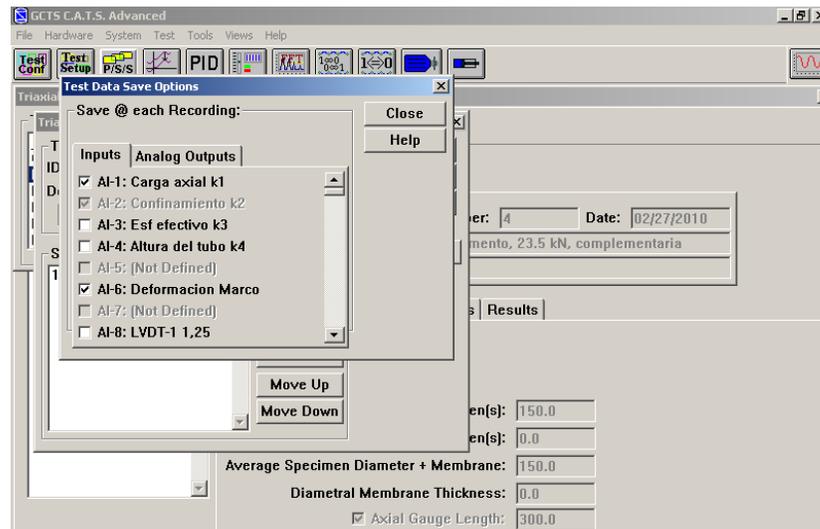


Figura 4.42. Selección de los instrumentos que reportarán y almacenarán datos de la prueba

Por último se debía sincronizar el equipo para que reconociera todos los parámetros de la configuración y posteriormente aparecería una ventana con la que se iniciaría la prueba como se muestra en la Figura 4.43.

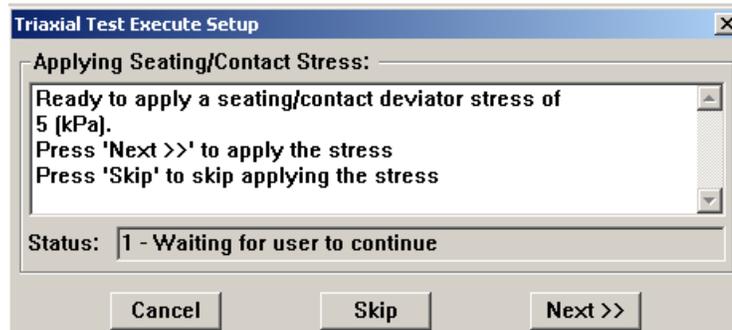


Figura 4.43. Aplicación de una carga de contacto para evitar cargas de impacto (mantener contacto permanentemente)

Una vez iniciada la prueba, se calibraron las ganancias del equipo, esto se refiere al ajuste con el que se busca refinar la respuesta real del equipo con respecto a la configuración predefinida. El proceso resulta subjetivo puesto que se realiza en forma visual por medio de un par de ondas (en este caso senoidal por haberse definido así previamente en la configuración del servo), donde una representaría el comportamiento programado y la segunda, la respuesta del equipo. El proceso de

ajuste es interactivo por medio de controlar tres parámetros que básicamente son longitud y amplitud de la onda, así como un tercer parámetro que ajusta el tiempo de aplicación y retiro de la carga máxima, el proceso se muestra en la Figura 4.44.

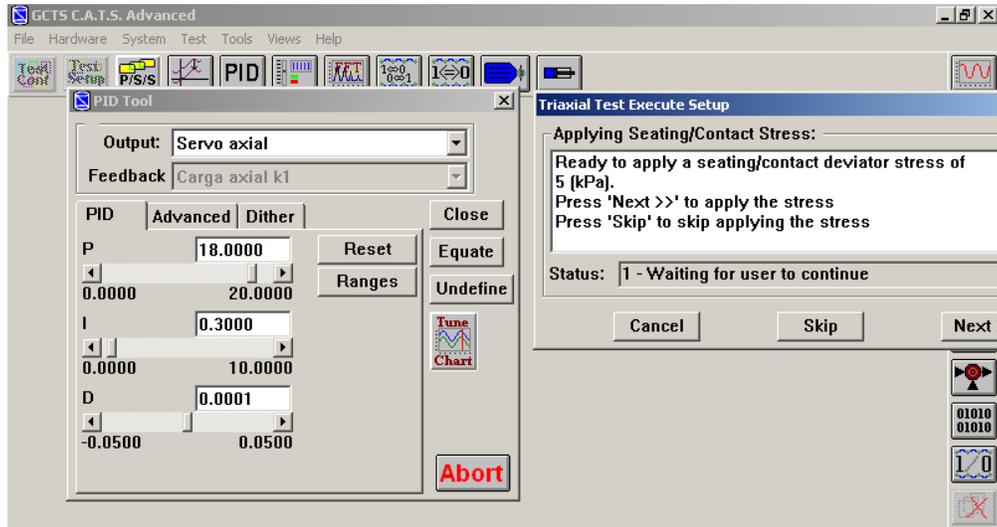


Figura 4.44. Ajuste de amplitud y longitud de onda aplicada al espécimen en prueba

Cuando la prueba ya se encontraba en funcionamiento se podían colocar en pantalla gráficas que indicaran el comportamiento de la viga ante diferentes efectos como podía ser la aplicación de la carga o la visualización de la deflexión, como se muestra en la Figura 4.45.

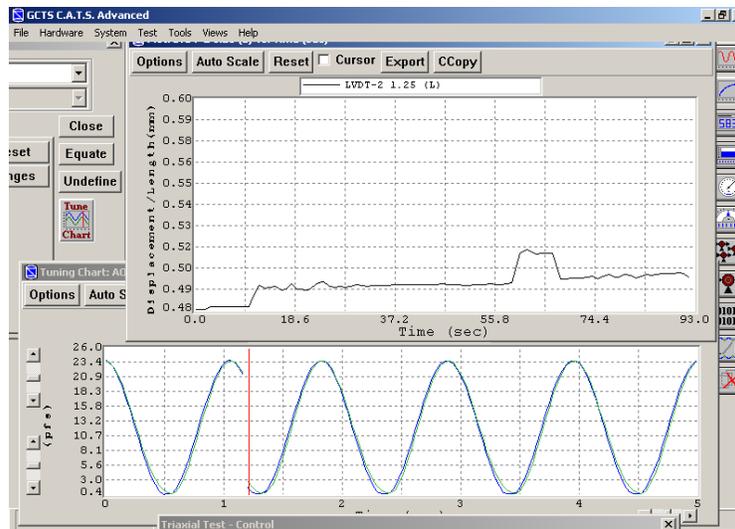


Figura 4.45. Visualización de la deflexión en la viga (ventana superior) y respuesta del equipo ante la configuración de la prueba (ventana inferior)

El empleo de la gráfica que indicaba las lecturas del LVDT con que se medían las deflexiones al centro de la viga sirvió para estimar la falla del espécimen en prueba, ya que cuando el reporte de esa gráfica indicaba una deformación mayor a 0.12 mm acumulados, hipotéticamente la falla se presentaría en breves instantes y cuando la viga fallaba se podía observar un incremento de gran magnitud en la línea que describía el comportamiento, además, en la gráfica de respuesta del servo se presentaba un desfase que indicaba la pérdida de contacto entre el equipo y el espécimen por efecto de la falla en el segundo, esto se muestra en la Figura 4.46.

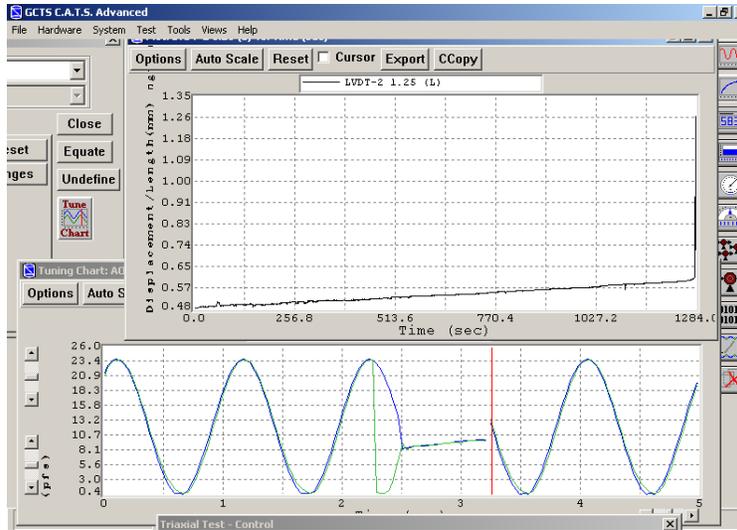


Figura 4.46. Momento justo de la falla del espécimen ocasionando incremento excesivo de la deflexión en un instante y pérdida de contacto entre el equipo y la viga

Concluida la prueba se realizaría la importación de los datos almacenados en la unidad de adquisición de datos durante el tiempo de la prueba, archivos que originalmente se obtienen en formato "TXT", los cuales posteriormente se convertirían a un formato que se pueda procesar en alguna hoja de cálculo como puede ser "Excel", para analizar los resultados de la prueba como se verá en el capítulo de resultados.

Capítulo 5

MATERIAL DE PRUEBA Y PUNTOS DE CONTROL

Entre los diferentes factores que intervienen en el diseño de los pavimentos, los materiales que forman cada una de las capas de la estructura tienen un papel fundamental para lograr un desempeño adecuado durante su vida útil y para ello en la mayoría de los países se establecen normas que indican las propiedades y parámetros mínimos que éstos deben cumplir.

El presente trabajo de investigación se orientó al estudio de la fatiga en materiales de base estabilizados con cemento, por lo tanto, para establecer las características del material a emplear en la experimentación, se tomó como referencia la norma oficial vigente en México emitida por la S.C.T., denominada "N CMT 4-02-002/04" (Materiales para base hidráulica). Dicha norma establece que la capa de base debe construirse con material granular producto de trituración. El material será de origen ígneo y debe contar con una superficie sana. Asimismo, la norma proporciona parámetros para la aceptación o rechazo del material a emplear. Otro de los objetivos del presente trabajo era estudiar un material similar al empleado en la construcción de la capa base de tal forma que los resultados obtenidos sean una contribución útil y aplicable al diseño de los pavimentos.

En este capítulo se indica la ubicación del banco, tipo y descripción del material, con base en la información existente en cartas geológicas, así como el resultado de las diferentes pruebas que se realizaron para su caracterización, además de los puntos de control que se emplearon tanto en la etapa de elaboración de especímenes como en la etapa previa al análisis de los resultados, como fueron las curvas de compactación y los criterios de revisión aplicados a los archivos electrónicos de las diferentes pruebas realizadas con las vigas.

2.

5.1. Ubicación del área de muestreo

El material fue obtenido del banco "La Cañada" ubicado en las coordenadas 20°37'21.46"N, 100°18'43.90"O, en el municipio de "El Marqués", perteneciente al estado de Querétaro. La Figura 5.1 muestra una imagen aérea del banco.



Figura 5.1. Vista aérea del banco de material "La Cañada"

5.2. Descripción del material

De la carta geológica del estado de Querétaro (F14 - 10), emitida por el Servicio Geológico Mexicano (SGM) se puede observar que el material es tipo ígneo, predominando la andesita, (Figura 5.2).



Figura 5.2. Ubicación del banco “La Cañada” sobre la carta geológica F14-10

La Figura 5.3 muestra la simbología de la carta geológica ya mencionada, así mismo la columna geológica donde se puede observar la posición de los diferentes materiales, la era y periodo, lo cual puede ser un indicador del grado de intemperismo con que cuenta el material.

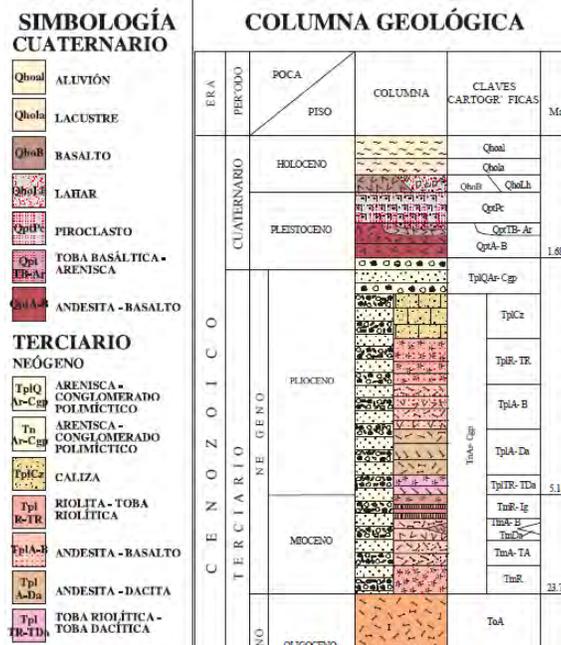


Figura 5.3. Simbología y columna geológica del área correspondiente al banco de material “La cañada”

El método utilizado para explotar el material del banco, según informó el responsable del mismo, es por medio de voladuras con explosivos obteniendo bloques de roca que posteriormente son triturados. El material producto de la trituración pasa a través de mallas para clasificar los diferentes tamaños de partícula. Una vez clasificado se procede a mezclarlo en diferentes

proporciones para obtener una distribución granulométrica adecuada a las especificaciones del uso que se le vaya a dar.

A pesar del proceso de extracción y trituración que sufre el agregado no se presentan alteraciones importantes en la superficie del material, lo cual se dedujo al analizar en forma visual una porción de material de donde se pudo observar que no se presentan planos de falla predefinidos como se aparecía en la Figura 5.4 y lo más importante es que se comprobó por medio de pruebas de laboratorio.



Figura 5.4. Apariencia física exterior de los agregados empleados para la fabricación de los especímenes 5.3. **Granulometría del material obtenido en banco**

La Figura 5.5 muestra dos franjas achuradas; dentro de alguna de éstas deberá encontrarse la curva granulométrica del material que se pretenda utilizar para construir la capa base. La curva granulométrica se ajustará a alguna de las franjas en función del número de ejes equivalentes acumulados durante la vida útil del proyecto.

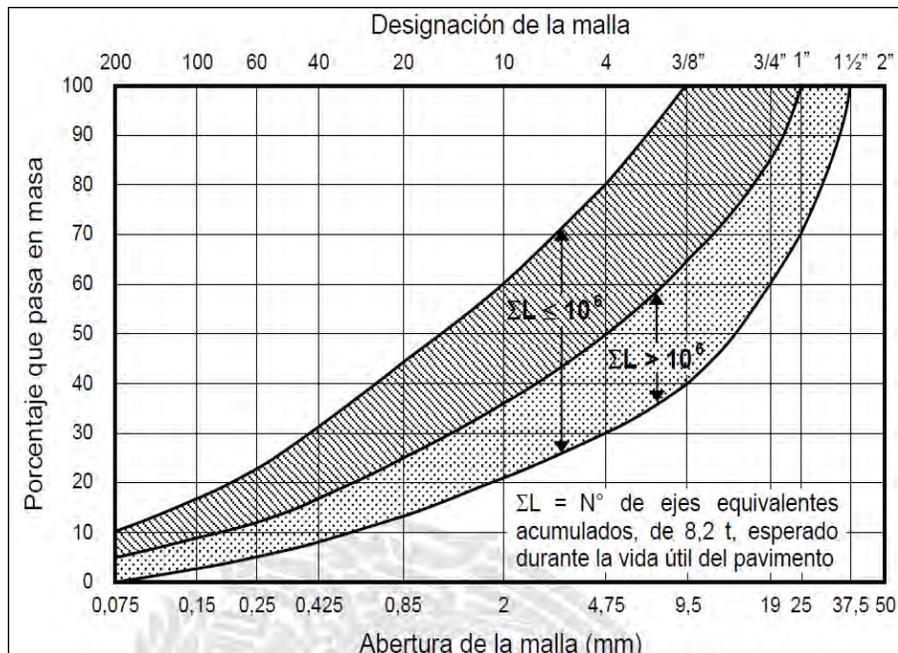


Figura 5.5. Zonas granulométricas recomendables para los materiales de base para pavimentos con carpeta de mezcla asfáltica de granulometría densa [NCMT-3-02-002/04]

Con el fin de contar con un material de base que cumpliera con las características indicadas en la norma N CMT 4-02-002/04, se determinó la granulometría del material muestreado y se denominó "Base 1". En la Figura 5.6 se muestra la curva granulométrica donde se puede apreciar la curva obtenida y se observa que el material se encuentra dentro del área recomendada para materiales de base.

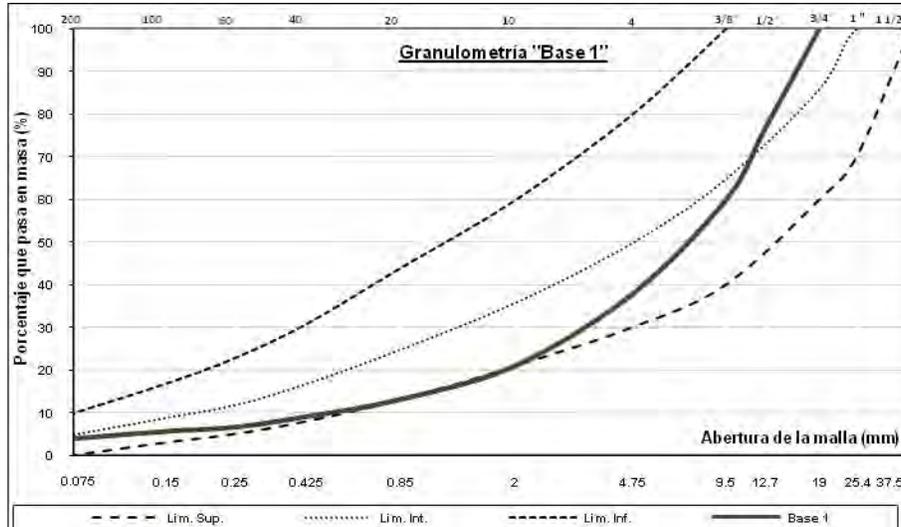


Figura 5.6. Curva granulométrica del material denominado "Base 1"

Al calcular el volumen necesario para elaborar los especímenes el material muestreado no era suficiente, debido a que en el primer muestreo se obtuvo aproximadamente 1.5 m³ de material, lo que hizo necesario un segundo muestreo. Al llevar a cabo el análisis granulométrico reportó diferencias considerables con respecto al primero como se puede apreciar en la Figura 5.7.

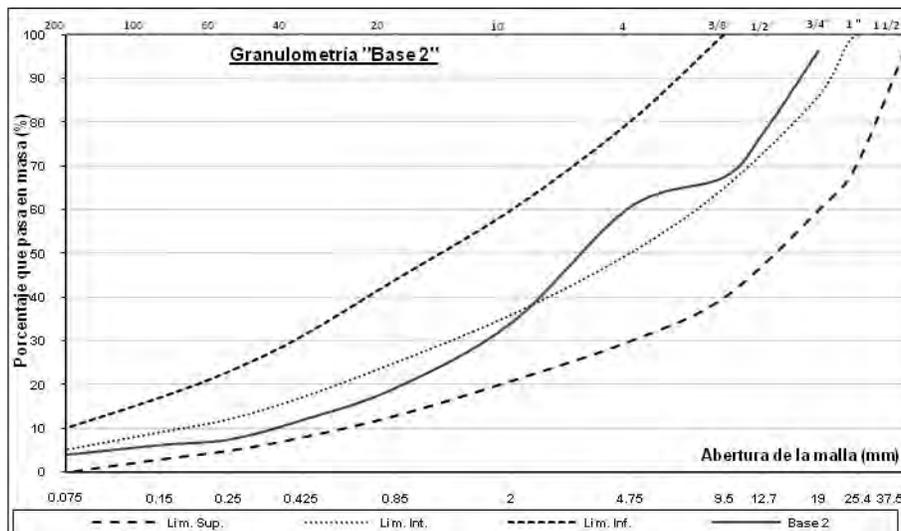


Figura 5.7. Curva granulométrica del material denominado "Base 2"

5.4. Diseño de la granulometría a emplear

Las Figuras 5.6 y 5.7 muestran las curvas granulométricas de los materiales denominados "Base 1" y "Base 2" respectivamente, en ambas figuras se puede apreciar que los dos materiales describen su respectiva curva granulométrica dentro del área permitida por la norma, sin embargo, ambas presentan una variación considerable.

Por lo anterior, fue necesario diseñar una nueva mezcla de material con el propósito de modificar las curvas mostradas en la Figura 5.6 y 5.7 y generar una curva granulométrica similar a las curvas que acotan el área indicada como adecuada según la norma.

Ese diseño fue realizado por medio del método gráfico (Rico y del Castillo, 1989) para mezcla de dos materiales distintos y que serviría para estimar la granulometría a obtener después de mezclar ambos materiales, la Figura 5.8 muestra el diseño de la mezcla.

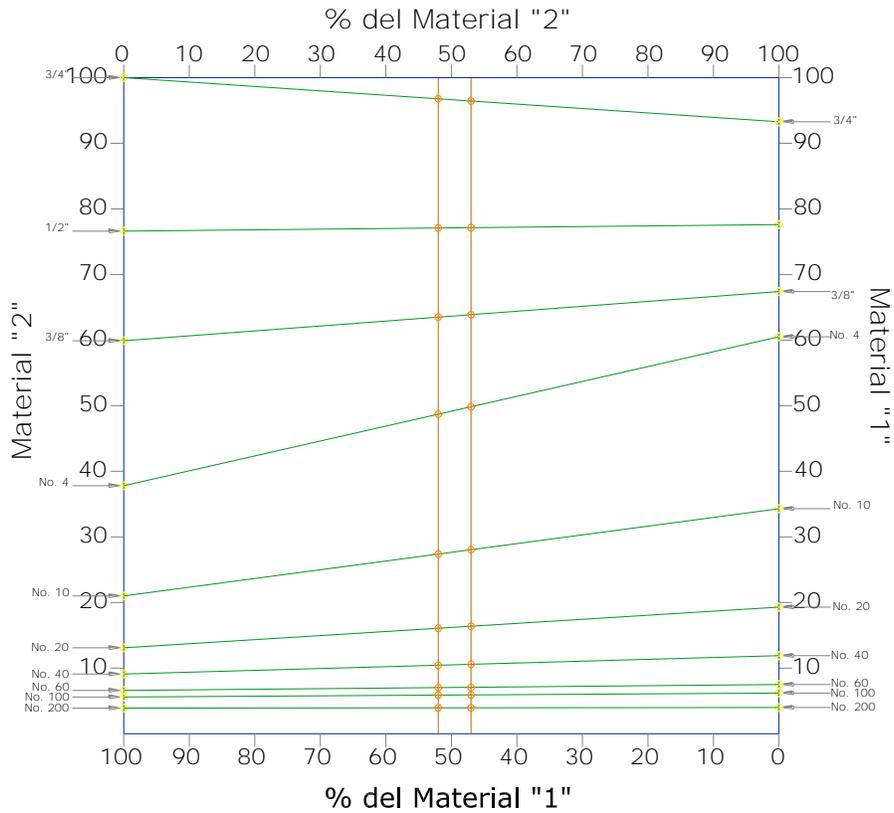


Figura 5.8. Diagrama para realizar el diseño de una granulometría por el método gráfico

Al concluir el mezclado de los materiales “Base 1” y “Base 2”, se realizó el análisis granulométrico al material resultante de la mezcla al cual se le denominó “Base diseñada”. La Tabla 5.1 muestra los porcentajes y tamaños de partícula mientras que la Figura 5.9 la curva granulométrica correspondiente.

Abertura (mm)	Malla	Porcentaje que pasa (%)
20	1"	100
19	3/4"	97.4
12.7	1/2"	74.7
9.5	3/8"	61.9
4.75	No. 4	48.2
2	No. 10	26.6
0.85	No. 20	15.2
0.425	No. 40	9.8
0.25	No. 60	6.6
0.15	No. 100	5.4
0.075	No. 200	3.6

Tabla 5.1. Resultados de granulometría realizada al material producto de la mezcla de “Base 1” y “Base 2”

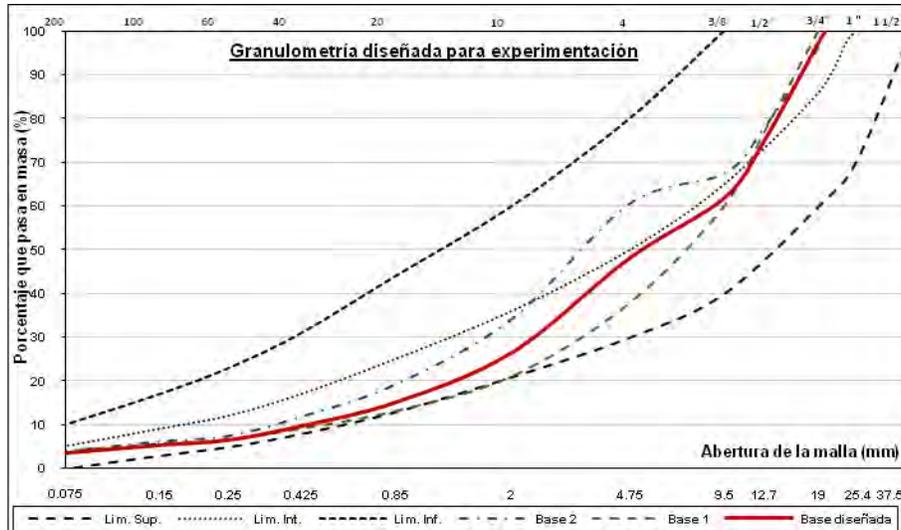


Figura 5.9. Curva granulométrica resultado de haber efectuado la combinación de los dos materiales “Base 1” y “Base 2”

5.5. Caracterización del material de banco

De las pruebas de caracterización llevadas a cabo con el material que se ha venido describiendo a lo largo del presente capítulo se obtuvieron los resultados que se muestran en la Tabla 5.2.

Prueba	Norma ASTM	Resultado	Especificación S.C.T.
Densidad del agregado grueso	C 127 - 07	2.699	-
Absorción del agregado grueso	C 127 - 07	2.01%	-
Desgaste de los Ángeles	C 131 - 06	12.6%	< 30%
Sanidad del agregado por el uso de sulfato de sodio	C 88-06	4.02%	-

Tabla 5.2. Resumen de caracterización del material a emplear para elaborar especímenes

A partir de los resultados mostrados en la Tabla 5.2, se puede concluir que el material cumple con las características que especifica la norma oficial de la S.C.T. para materiales de base hidráulica y que además cubren los requerimientos para poder ser empleadas en la construcción de carreteras con altas especificaciones.

5.6. Curvas de compactación (punto de control para elaborar especímenes)

La determinación de las curvas de compactación resultaban esenciales para obtener las características a controlar durante la elaboración de los especímenes que posteriormente se ensayarían, para lo cual fue necesario realizar una prueba de compactación para el material en estado natural así como la correspondiente para cada uno de los dos porcentajes de cemento que se experimentarían.

El método de laboratorio para llevar a cabo la compactación se determinó en función del tipo de material y su tamaño máximo de partícula. Sabiendo que el agregado era granular y que la partícula máxima presente contaba con un tamaño de 19 mm, se aplicó el criterio que relaciona el diámetro del molde con el tamaño de la partícula máxima.

En base a lo anterior se determinó que el método de laboratorio más adecuado para realizar las curvas de compactación, sería la prueba ASTM D 1557 [Standard test methods for laboratory compaction characteristics of soil using modified effort 2,700 kN*(m/m³) (56,000 ft*(lbf/ft³)], también conocida como "Proctor modificada", porque además de los criterios planteados anteriormente, esta prueba utiliza un pisón que debido a la masa y altura de caída entrega al material una energía de magnitud proporcional a la que proporcionan los equipos utilizados en campo para compactar materiales de ese tipo, buscando reproducir en laboratorio efectos similares a los que se generan en el material colocado en campo, dentro de esos factores puede encontrarse la rotura de las partículas, mismo que es importante debido a que la granulometría original del material se modifica y eso puede alterar las propiedades mecánicas consideradas para la granulometría original.

El porcentaje de cemento que se aplicaría a la mezcla de material se definió en función de la norma N-CMT-4-02-003/04, misma que para la estabilización de material de base indica un porcentaje de cemento comprendido entre el rango de 8 a 10%. Aunado a las condiciones propias de las carreteras de México, las cuales se encuentran sometidas a un gran volumen de tránsito, en especial camiones pesados y una climatología adversa, se estableció utilizar 8 y 10% de cemento para llevar a cabo las pruebas.

5.6.1. Equipo utilizado para realizar la prueba

Con el objetivo de obtener resultados confiables y que se pudieran reportar como válidos, el primer paso consistió en efectuar la verificación correspondiente al equipo empleado para la prueba Proctor modificada, información que se pudo obtener de las cartas de verificación correspondientes a cada uno de los componentes del equipo. Así mismo el autor del presente trabajo previamente realizó las pruebas de aptitud correspondientes a compactación, con el propósito de verificar que se siguiera el procedimiento con respecto a la norma utilizada.

5.6.2. Resultados de las pruebas de compactación

La primera prueba de compactación que se realizó fue empleando el material de base en estado natural. Donde se observó que al compactar el material con un volumen de agua reducido era muy difícil lograr un comportamiento estable en el material, al mismo tiempo que se observaba a simple vista la rotura de las partículas como resultado del impacto proporcionado por el pisón.

Por otra parte cuando al material se le aplicaba un volumen de agua superior al óptimo, también resultaba complicado mantenerlo estable, pues debido a la alta permeabilidad que presentan los materiales de tipo granular, el agua drenaba muy rápidamente y se perdía la humedad inicialmente calculada, por lo que fue necesario elaborar más de tres pruebas para obtener un resultado confiable, pruebas que se debían realizar con incrementos muy reducidos en el volumen de agua, por lo que también resultaba muy importante mantener las condiciones de temperatura y humedad durante la realización de la prueba.

Como resultado final del proceso de compactación, se muestra la curva obtenida a partir de la prueba en la Figura 5.10, donde también se ha colocado la línea de saturación, para lo cual se utilizó la densidad del agregado grueso, por ser la porción más representativa de la muestra, aunado al hecho de saber que la parte fina del material era resultado de la rotura de las partículas gruesas, lo cual se conoce como polvo de roca.

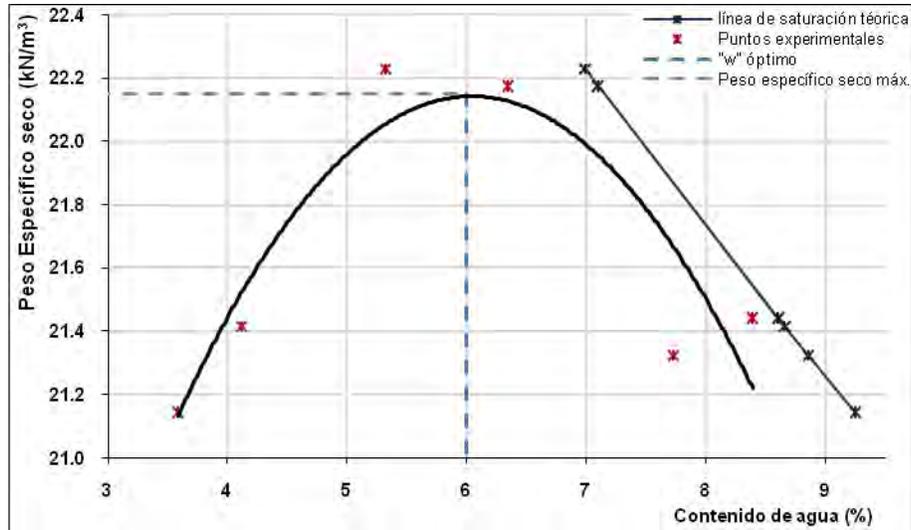


Figura 5.10. Curva de compactación Proctor modificada para un material de base en estado natural

Para el material estabilizado con 8% de cemento se obtuvo la curva de compactación mostrada en la Figura 5.11 y a partir de esa curva se pudo identificar el peso específico seco máximo que se podría obtener en el material con un contenido de agua al que se le denomina óptimo, esos datos servirían como puntos de control y para identificarlos sólo es necesario proyectar desde el punto de inflexión de la curva, líneas perpendiculares hacia los ejes "y" y "x".

Los valores del contenido de agua óptimo y el peso volumétrico según la prueba de compactación corresponden a 6.2 % y 22.34 kN/m³ respectivamente.

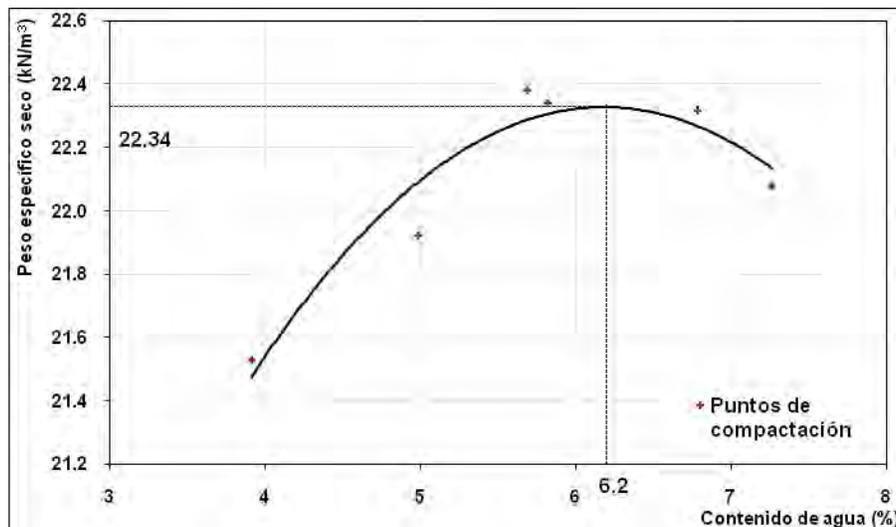


Figura 5.11. Curva de compactación de base estabilizada con 8% de cemento

En la Figura 5.12 se observa la curva de compactación obtenida para el material estabilizado con 10% de cemento. De ésta se puede establecer el peso específico seco máximo y su respectivo contenido de agua óptimo.

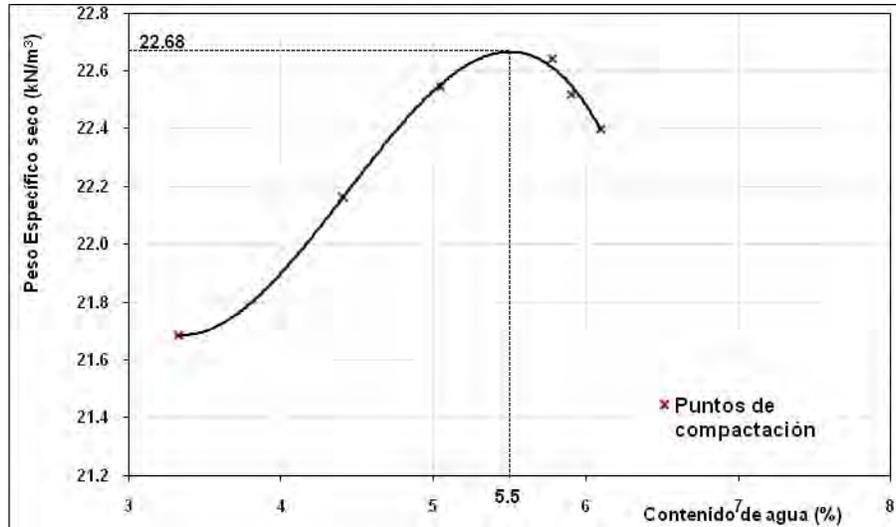


Figura 5.12. Curva de compactación de base estabilizada con 10% de cemento

La Tabla 5.3 muestra en resumen $\gamma_{dm\acute{a}x}$ y $w_{\acute{o}ptima}$ obtenidos de las curvas de compactación y que fueron empleados como características de control para elaborar los especímenes de prueba.

Material	$\gamma_{dm\acute{a}x}$ [kN/m ³]	$w_{\acute{o}ptimo}$ [%]
Base en estado natural	22.15	6.0
Base con 8 % cemento	22.34	6.2
Base con 10 % cemento	22.68	5.5

Tabla 5.3. Resumen de los puntos de control obtenidos a partir de las curvas de compactación

A partir de los datos de la Tabla 5.3 se puede observar que al adicionar 8 % de cemento al material para su estabilización, el contenido de agua óptimo incrementa un 3.3 % respecto del óptimo para el material en su condición natural y el peso específico seco máximo incrementó un 1 % respecto del calculado para el material en estado natural, sin embargo, el material ahora contaba con la capacidad de resistir esfuerzos de tensión, es decir, se había generado una fuerza de cohesión entre las partículas del material.

Para el caso del material estabilizado con 10 % de cemento, disminuyó en un 8.3% el contenido de agua óptimo respecto del requerido por el material en estado natural, además el peso específico seco máximo incrementó aproximadamente 2.4 %, respecto del punto de partida, al mismo tiempo que también se incrementó la resistencia a los esfuerzos de tensión, lo cual también repercutiría en la resistencia a la aplicación de cargas cíclicas.

La disminución del contenido de agua podría estar relacionada con la disminución de los vacíos presentes en el material, como resultado de la presencia de finos que ahora ocuparían parte del espacio que anteriormente podría haber ocupado el agua.

5.6.3. Localización de los especímenes de ensaye respecto de la prueba de compactación

Desde la etapa de evaluación de las curvas de compactación se observó que el contenido de agua variaba en función de factores como son: el porcentaje de cemento adicionado al material para su estabilización, temperatura y humedad del ambiente, grado de homogeneidad lograda en el material posterior a su mezclado, tiempo transcurrido entre el momento en que se aplicaba el agua a la mezcla y el instante en que ésta se introducía al horno para determinar el contenido de

humedad, entre otros factores de menor relevancia, por lo que se vio la necesidad de establecer un porcentaje de error permisible para los puntos de control previamente definidos.

Lo anterior permitió identificar que la variación en el contenido de humedad repercutiría fundamentalmente en el peso específico seco máximo que se podría obtener en los especímenes elaborados, sin embargo, gracias a las mejoras realizadas a lo largo de la experimentación en lo que se refiere a control y metodología empleada en la elaboración de los especímenes, se logró que el porcentaje de tolerancia fuera reducido, con el propósito de obtener vigas con un alto índice de homogeneidad.

En resumen el límite permisible de variación se estableció igual a $\pm 1\%$ con respecto al peso específico seco máximo, con lo que por ende también resultaba permisible una variación máxima en el contenido del agua.

Los resultados de contenido de agua y peso específico seco máximo obtenidos para cada uno de los especímenes fabricados con 8 % de cemento, se muestran gráficamente en la Figura 5.13, la cual confirma la variación del contenido de agua y con esa variación también cierta dispersión en los valores alcanzados en las vigas para el peso específico seco máximo.

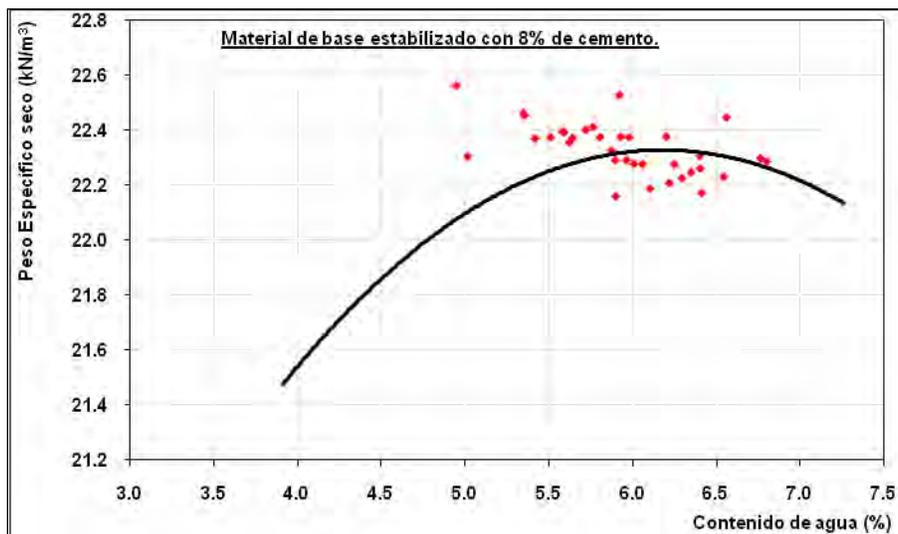


Figura 5.13. “ γ_s ” y “w” de cada una de las vigas con 8% de cemento

La Figura 5.14 muestra en forma grafica los resultados obtenidos para los especímenes elaborados con material estabilizado con 10% de cemento, donde también se repite el efecto de dispersión para el contenido de agua, sin embargo, el peso específico seco máximo siempre fue ligeramente superior al que previamente se había establecido como óptimo.

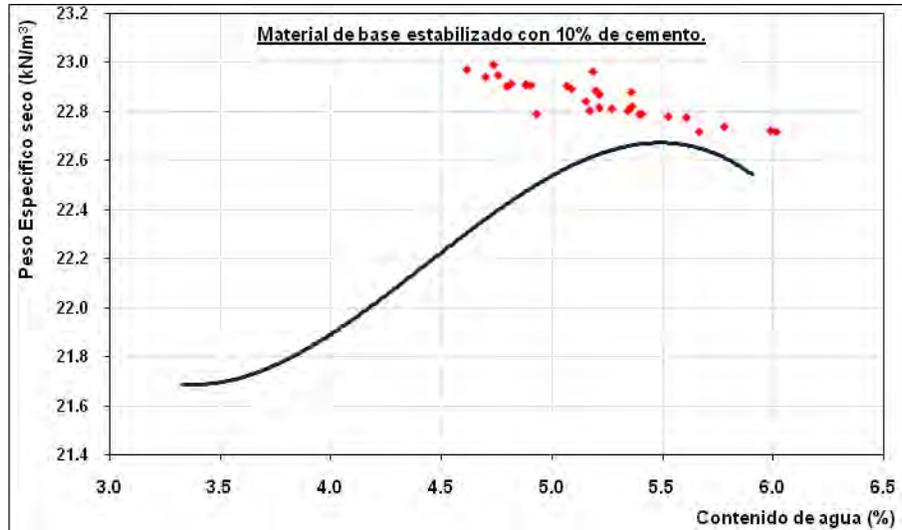


Figura 5.14. “ γ_d ” y “w” de cada una de las vigas con 10% de cemento

Observando las Figuras 5.13 y 5.14 donde se muestra gráficamente la localización de cada una de las vigas, se puede notar que el parámetro con mayor variación fue el correspondiente al contenido de agua, presentando una dispersión aproximada de $\pm 0.8\%$ respecto del óptimo, siendo más intensa la variación en el material estabilizado con 10% de cemento.

Una posible explicación a la variación en el contenido de agua se puede relacionar con la evaporación del líquido como resultado del incremento de temperatura que causa la reacción química entre el cemento y agua, lo cual se puede ver intensificado por las condiciones de humedad y temperatura del ambiente, pero además, esa variación en el contenido de agua será más notoria en función de la cantidad de cemento que se agregue a la mezcla, puesto que el cemento debido a que presenta una superficie específica muy elevada, absorbe y retiene mayor cantidad de agua en la medida que se encuentre presente dentro de la mezcla.

Debido a la evaporación y retención del agua el tiempo resulta ser el factor más importante en la variación del contenido de humedad, ya que en función del tiempo transcurrido desde la aplicación del agua a la mezcla hasta el momento en que sea pesada la muestra a emplear para calcular el contenido de agua y la velocidad de secado que se logre en el horno, será el contenido de humedad calculado para el material y por ende se ocasionan variaciones al peso específico seco máximo del espécimen.

Sin embargo aún con la variación que presentó el contenido de agua en algunos especímenes, el valor del peso específico seco máximo en ningún caso presentó variaciones mayores al $\pm 1\%$ predefinido como frontera para la aceptación o rechazo de los especímenes. Además en la Figura 5.14 se puede observar que todos los puntos se ubicaron por arriba del peso específico seco máximo establecido como óptimo, por lo que aunado al criterio de tolerancia se pudieron validar esas vigas para ejecutar las pruebas ya que nunca serían de calidad inferior a la establecida como mínima.

Con el propósito de permitir al lector una pronta identificación de las características de los especímenes que se ensayaron en las diferentes pruebas sin necesidad de referirse a un código que obstaculice una lectura fluida, a continuación se explicará el procedimiento que se utilizó para etiquetar los especímenes a lo largo de la etapa experimental, así como en la del análisis de resultados.

En primer término aparecerá una literal que identifica el tipo de espécimen, posteriormente se encuentra un número para señalar el porcentaje del producto con que se estabilizó el material de base, a continuación se encuentra una literal que indica el tipo de aditivo empleado para incrementar las expectativas mecánicas del material, subsiguiente se localiza un número que manifiesta la cantidad de tiempo que fue curado el espécimen al interior de un cuarto húmedo con una humedad relativa superior al 95%, en penúltimo lugar se ubica una literal que define la unidad de tiempo empleada para realizar el proceso de curado y después de un guión se coloca un número que indica el consecutivo del espécimen dentro de esa configuración manifestada por los indicadores anteriores.

La Tabla 5.4 muestra las opciones que se pueden utilizar para conformar las etiquetas de los diferentes especímenes, donde se muestran las opciones para cada uno de los componentes de las etiquetas:

	Especimen		Material		Estabilizante		Cantidad tiempo	Unidad tiempo	Consecutivo
					%	Tipo			
Opción	Viga	"V"	Base	"BA"	8	Cemento portland tipo I	14	Días	1
	Cilindro	"C"	Arcilla	"AR"		28	
	Núcleo	"N"	Asfalto	"AS"			90		
			Concreto	"CO"	10			N

Tabla 5.4. Opciones para formar la etiqueta de los especímenes

A continuación se realizará la interpretación de una etiqueta para ejemplificar lo explicado anteriormente y para ello se utilizará la "VBA10C90D-4", misma que se refiere a una viga elaborada con material de base, estabilizada con diez por ciento de cemento y noventa días de curado, correspondiéndole el número cuatro dentro de un grupo de especímenes con características idénticas. La Tabla 5.5 muestra la información que fue posible obtener para cada una de los especímenes prismáticos curados a 28 días en dos diferentes porcentajes de cemento, así como la prueba que se realizó con los mismos.

Especimen	w	γ_m	Prueba
	%	kN/m ³	
VBA8C28D-2	5.3	22.46	Fatiga
VBA8C28D-3	5.4	22.45	Fatiga
VBA8C28D-4	4.9	22.55	M.R.
VBA8C28D-5	5.6	22.39	Fatiga
VBA8C28D-6	5.8	22.41	Fatiga
VBA8C28D-7	5.6	22.35	M.R.
VBA8C28D-8	5.0	22.30	Fatiga
VBA8C28D-9	5.4	22.36	Fatiga
VBA8C28D-10	5.7	22.39	M.R.
VBA8C28D-11	5.6	22.39	M.R.
VBA8C28D-12	5.9	22.32	Fatiga
VBA8C28D-14	5.5	22.37	Fatiga
VBA8C28D-15	6.0	22.37	Fatiga

VBA10C28D-1	4.9	22.90	M.R.
VBA10C28D-2	4.7	22.93	Fatiga
VBA10C28D-3	5.3	22.80	Fatiga
VBA10C28D-4	4.8	22.94	M.R.
VBA10C28D-5	4.8	22.91	Fatiga
VBA10C28D-6	5.5	22.77	Fatiga
VBA10C28D-7	4.7	22.98	M.R.
VBA10C28D-8	4.6	22.96	Fatiga
VBA10C28D-10	5.1	22.88	M.R.
VBA10C28D-11	4.8	22.89	Fatiga
VBA10C28D-13	5.2	22.83	M.R.
VBA10C28D-14	6.0	22.71	Fatiga
VBA10C28D-15	5.4	22.87	Fatiga

Tabla 5.5. Especímenes elaborados con 8 y 10% de cemento y curados 28 días

La Tabla 5.6 indica los diferentes especímenes elaborados con 8 y 10% de cemento, curados a 90 días así como la prueba que se realizó con los mismos.

Especímen	w	γ_m	Prueba
	%	kN/m ³	
VBA8C90D-2	5.9	22.16	M.R.
VBA8C90D-3	5.9	22.37	Fatiga
VBA8C90D-4	6.1	22.18	M.R.
VBA8C90D-5	6.2	22.20	M.R.
VBA8C90D-6	6.9	22.28	Fatiga
VBA8C90D-7	6.6	22.44	Fatiga
VBA8C90D-8	6.4	22.30	Fatiga
VBA8C90D-9	6.2	22.27	M.R.
VBA8C90D-10	6.4	22.26	Fatiga
VBA8C90D-11	6.1	22.27	Fatiga
VBA8C90D-12	6.8	22.29	Fatiga
VBA8C90D-13	6.8	22.28	Fatiga
VBA8C90D-14	5.9	22.52	M.R.
VBA8C90D-15	6.0	22.27	Fatiga
VBA8C90D-16	6.4	22.17	Fatiga
VBA8C90D-17	6.3	22.22	Fatiga
VBA8C90D-18	6.3	22.24	Fatiga
VBA8C90D-19	6.5	22.23	Fatiga
VBA8C90D-20	6.2	22.37	Fatiga
VBA10C90D-1	5.6	22.77	Fatiga
VBA10C90D-2	5.2	22.86	Fatiga
VBA10C90D-3	5.4	22.78	M. R.
VBA10C90D-4	4.9	22.90	M. R.

VBA10C90D-5	5.9	22.72	Fatiga
VBA10C90D-6	5.2	22.95	Fatiga
VBA10C90D-7	5.6	22.71	M. R.
VBA10C90D-8	5.8	22.73	Fatiga
VBA10C90D-9	5.3	22.80	Fatiga
VBA10C90D-10	5.4	22.81	Fatiga
VBA10C90D-11	4.9	22.78	Fatiga
VBA10C90D-12	5.4	22.78	M. R.
VBA10C90D-13	4.9	22.90	M. R.
VBA10C90D-14	5.2	22.81	Fatiga
VBA10C90D-15	5.2	22.80	Fatiga

Tabla 5.6. Especímenes elaborados con 8 y 10% de cemento y curados 90 días

5.7. Algunos aspectos sobre la verificación de los datos obtenidos

Ahora se expondrá la metodología que funcionó como punto de control para cada uno de los archivos electrónicos que se almacenaron en los diferentes equipos utilizados para ensayar a los especímenes, principalmente el marco de carga universal "Instron" y el marco de carga cíclico según la prueba realizada. Lo cual será de utilidad cuando el lector observe los resultados obtenidos y analizados a partir de las diferentes pruebas ejecutadas en la etapa experimental del presente trabajo

De las pruebas a Módulo de Ruptura (M.R.) realizadas en especímenes prismáticos y las pruebas de resistencia a compresión simple efectuadas en probetas cilíndricas, se graficaron los datos correspondientes a magnitud de la carga contra tiempo, verificando así que la carga se haya aplicado en rampa y a velocidad constante, como se muestra en la Figura 5.15, (resultados de la prueba "VBA8C28D-1").

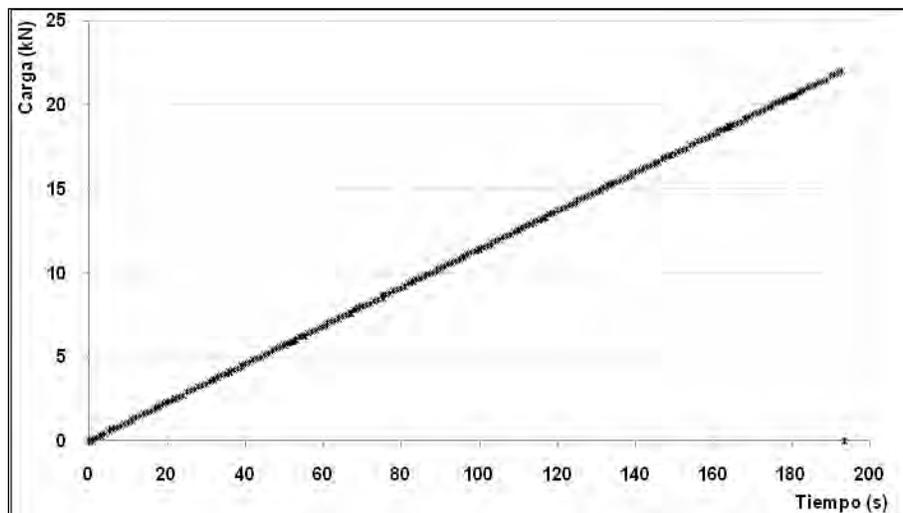


Figura 5.15. Aplicación de carga a velocidad constante y en rampa para una prueba de módulo de ruptura

Para el caso de los ensayos cíclicos también se graficó la magnitud del tiempo contra carga, con la diferencia fundamental de que para estas pruebas la revisión se orientó a verificar que la magnitud de la carga impuesta por el equipo así como la frecuencia de aplicación haya sido

constante y con forma senoidal respectivamente, como se muestra en la Figura 5.16 [resultados de la prueba "VBA8C90D-8"]).

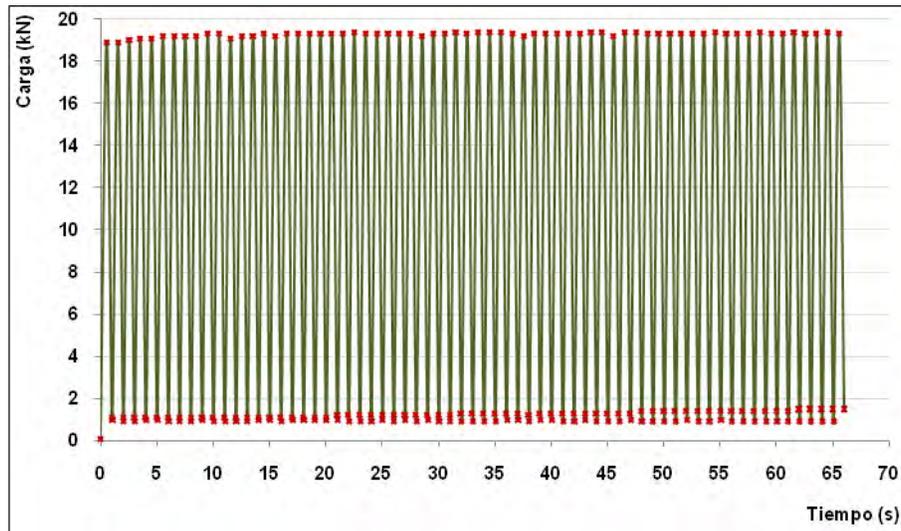


Figura 5.16. Verificación de la carga aplicada, frecuencia y forma de la onda

Los datos relacionados con la medición de la deflexión generada en cada uno de los ciclos durante las pruebas a fatiga se revisaron por medio de gráficas donde la deflexión se graficaba en cada uno de los ciclos en sus diferentes instantes, como se muestra en la Figura 5.17, donde se puede observar la deflexión de tipo plástica y la de tipo elástica, con el objetivo de identificar cambios bruscos en la magnitud de las deflexiones a través del tiempo, pues los cambios abruptos en la medición indicarían un movimiento del equipo con que se midieron las deflexiones o un error de colocación.

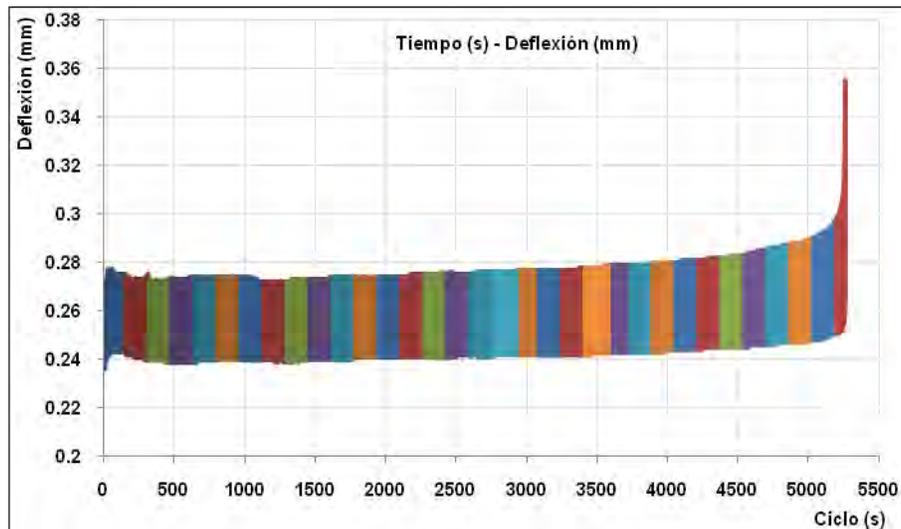


Figura 5.17. Gráfica del comportamiento de la deflexión

Uno de los defectos más comunes que se encontraron en diferentes pruebas y que impidieron realizar el cálculo de la degradación de las propiedades mecánicas del material estaba relacionado con una inadecuada configuración del equipo para adquirir los datos o en su caso para registrarlos, puesto que en muchos casos los archivos electrónicos de las diferentes pruebas no reportaban la totalidad de los puntos correspondientes a cada uno de los ciclos de aplicación de la carga como lo muestra la Figura 5.18 [resultados de la prueba "VBA8C90D-16"], por lo que la prueba se invalidaba para analizar la degradación de las propiedades por no reportar la totalidad de los datos

necesarios para tal efecto a través del tiempo, sin embargo, de esas pruebas sí se emplearon para alimentar la gráfica de fatiga, ya que en ningún momento se percibieron cambios de frecuencia en el equipo, es decir todo el tiempo la velocidad y frecuencia de aplicación de carga fue constante, lo cual se verificó en repetidas ocasiones por medio del “feedback” (respuesta del equipo) que se mostraba gráficamente durante todo el desarrollo de la prueba.

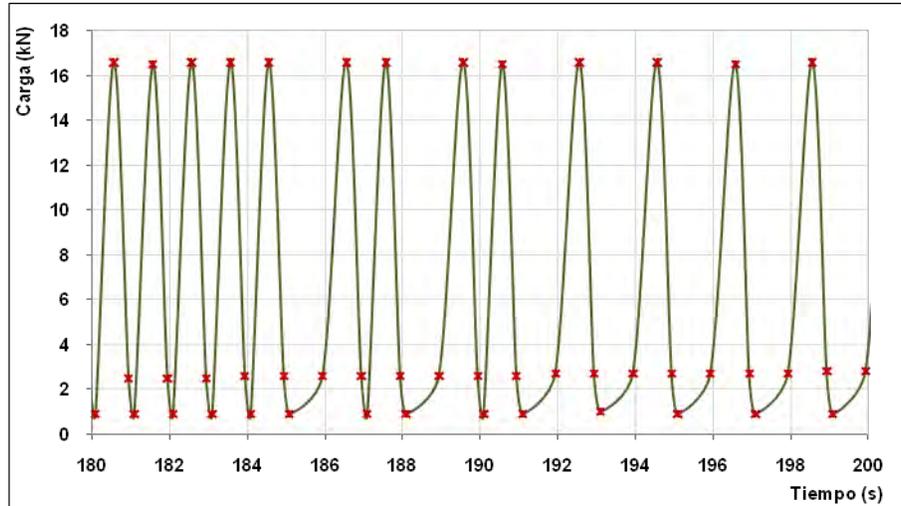


Figura 5.18. Ensayo que no cubrió los parámetros de prueba, por variación de frecuencia en la carga

Además de variaciones en la frecuencia de aplicación de carga, también se llegaron a presentar cambios en la magnitud de la carga aplicada, interrupciones en el proceso de aplicación de carga cíclica por cortes eléctricos e incluso en la medición de la deflexión, posiblemente como resultado de reajustes originados en los puntos de contacto entre el arnés empleado para colocar el LVDT y la viga (Figura 5.19).

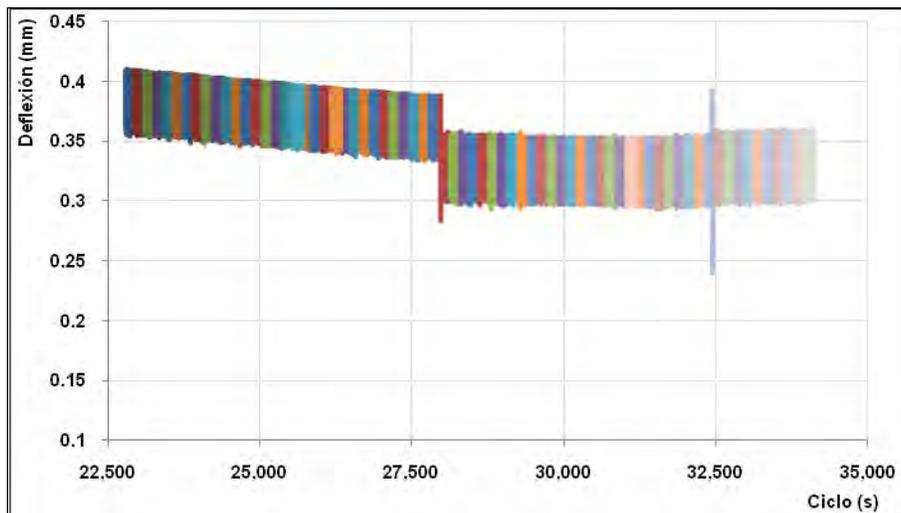


Figura 5.19. Desfase de las mediciones del LVDT a través del tiempo

Cuando se presentó alguno o la combinación de estos factores adversos a la configuración inicial de alguna prueba, se eliminaban esas pruebas para analizar la degradación del módulo de elasticidad y únicamente se utilizaba el dato relacionado con el número de ciclos que resistió bajo la aplicación de cargas cíclicas puesto que los tiempos de relajación en el material a causa de las diferentes complicaciones propias de la experimentación, siempre fueron inferiores a una hora o menos si el autor se percataba de la falla y restablecía la prueba.

Capítulo 6

ANÁLISIS Y DISCUSIÓN DE RESULTADOS DE LABORATORIO

En el presente capítulo se describirá el proceso de análisis aplicado a los resultados obtenidos de las pruebas realizadas con el material de base estabilizado con 8 y 10% de cemento, mencionando las pruebas de compactación, módulo de ruptura, módulo de elasticidad en cilindros de 15 cm x 30 cm, ensayos de fatiga y pruebas de resistencia a compresión simple en núcleos extraídos de vigas que fueron ensayadas a fatiga y módulo de ruptura.

La descripción detallada acerca de la metodología y los criterios empleados para analizar los resultados de las pruebas tiene como objetivo proporcionar la mayor cantidad posible de información a los futuros investigadores del tema sobre los argumentos que el autor utilizó con el propósito de permitir un avance más acelerado, además, del consecuente mejoramiento en la metodología y los criterios.

El alcance original del proyecto se encontraba limitado a conocer el módulo de ruptura y el número de ciclos a la falla que resistirían los especímenes curados a veintiocho y noventa días para determinar las leyes de fatiga, sin embargo, el desarrollo de nuevos equipos para instrumentar a los especímenes permitieron obtener mayor información de las vigas ensayadas haciendo posible incrementar los alcances originales del trabajo para obtener más y mejor información.

El equipo que se desarrolló fue un arnés sobre el que se colocó un LVDT destinado a medir en forma aislada y confiable la deflexión de las vigas ensayadas a módulo de ruptura y a fatiga con lo que fue posible calcular el módulo de elasticidad secante de los especímenes ante diferentes niveles de carga además de hacerlo posible para todos los ciclos que conformaban la prueba. Con esa información se podría estudiar otro efecto de gran importancia que está relacionado con la degradación de las propiedades mecánicas del material de base estabilizado con cemento a través del tiempo.

El capítulo se ha estructurado buscando en todo lo posible apegarse a la cronología de la experimentación. El primer análisis de resultados será el correspondiente al módulo de elasticidad, seguido de las pruebas destinadas a obtener el módulo de ruptura, después los ensayos a fatiga, resistencia a la compresión simple en núcleos extraídos de fragmentos de vigas y se concluirá con los resultados de conjunto obtenidos para las pruebas de fatiga.

6.1. Módulo de elasticidad

Recientemente los métodos para diseñar pavimentos se han orientado hacia la teoría mecanicista por ser el método que analiza a los materiales con mayor precisión en lo que se refiere a sus propiedades mecánicas, puesto que no se basa únicamente en suponer un comportamiento lineal en los materiales. Esto ha cambiado e incrementado las pruebas a realizar en laboratorio para alimentar con más y mejores parámetros a los modelos desarrollados para mejorar el diseño de los pavimentos.

Lo anterior ha motivado a buscar nuevas metodologías para obtener información de mejor calidad en los materiales, como es el caso del estudio de los materiales ante el efecto de fatiga. Sin

embargo, el módulo de elasticidad también se debe obtener debido a que es un dato del material de gran importancia tanto en las teorías, metodologías y programas de computo que actualmente continúan utilizándose para el diseño de los pavimentos, el cual siempre es recomendable obtenerlo a través de métodos y equipos adecuados, puesto que la validez de esos resultados estará en función de la calidad con que se haya obtenido el dato.

La determinación del módulo de elasticidad se obtuvo ensayando probetas cilíndricas, elaboradas como ya se explicó en el capítulo 5 y para llevar a cabo la prueba se utilizó un marco de carga universal (Instron). La revisión de los datos obtenidos de la prueba consistió en identificar que la forma de aplicación de carga haya sido en rampa y que la velocidad de aplicación de ésta haya sido constante durante toda la prueba. Esa verificación se realizó por medio de un gráfico que relaciona tiempo contra carga, adicional a la línea de carga-tiempo se colocó en el mismo gráfico pero en un eje secundario (derecho) y con su propia escala el desplazamiento para observar su incremento a través del tiempo conforme se aplicaba la carga sobre el espécimen, siendo el tiempo un común denominador para ambos efectos [carga - desplazamiento vertical], como se muestra en la Figura 6.1.

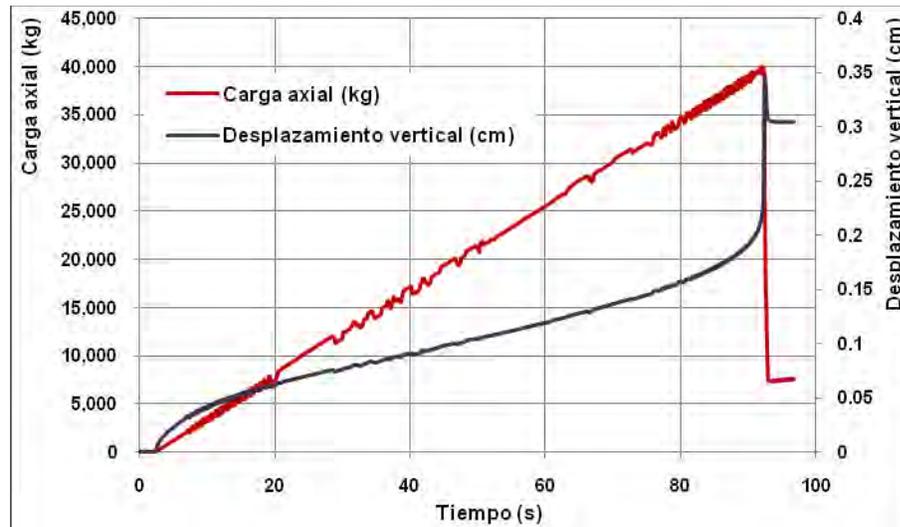


Figura 6.1. Incremento del desplazamiento vertical en la probeta cilíndrica por efecto de la aplicación de carga axial

El gráfico mostrado en la Figura 6.1 no es una forma común de presentar los resultados de pruebas para conocer el módulo de elasticidad, sin embargo, el realizarlo en ese formato tenía como objetivo observar el comportamiento del desplazamiento vertical en el espécimen por efecto de la aplicación de la carga axial.

La velocidad de aplicación de carga para el caso de la gráfica mostrada en la Figura 6.1, se puede obtener analíticamente relacionando la magnitud de la carga máxima aplicada antes de la falla con el tiempo transcurrido hasta ese instante, pero la mejor forma de obtener ese dato es por medio de los valores numéricos reportados en la tabla de datos.

A continuación se realiza el cálculo correspondiente con los valores obtenidos de realizar la prueba mostrada en la Figura 6.1:

$$\begin{array}{l} \text{Carga (kg)} = 40,000 \\ \text{Tiempo (s)} = 93 \end{array} \quad V_{\text{[aplicación de carga]}} = \frac{\text{Carga}}{\text{tiempo}} = \frac{40,000 \text{ kg}}{93 \text{ s}} = 430 \frac{\text{kg}}{\text{s}}$$

Posterior a verificar que la aplicación de carga se haya generado a velocidad constante, se graficaron tres diferentes tramos en la curva esfuerzo-deformación, como se muestra en la Figura 6.2, [prueba “CBA8C28D-1”].

El primer tramo se identificó como de “acondicionamiento” sin que fuera ese su propósito, puesto que desde el inicio de la prueba se garantizó el contacto entre el equipo y la probeta por medio de una carga de contacto, sin embargo, en la mayoría de los datos de las pruebas se observó que durante aproximadamente los primeros 5 segundos se originaba una especie de reacomodo entre los cilindros y el equipo, siendo este uno de los aspectos que generan incertidumbre en la determinación del módulo de elasticidad si se tiene presente que en función de los desplazamientos verticales registrados, se obtendrá una deformación unitaria, misma que al relacionarla con el esfuerzo proporcionará un resultado de magnitud reducida con respecto a los rangos típicos del módulo de elasticidad mostrados en la literatura [Huang, 2004].

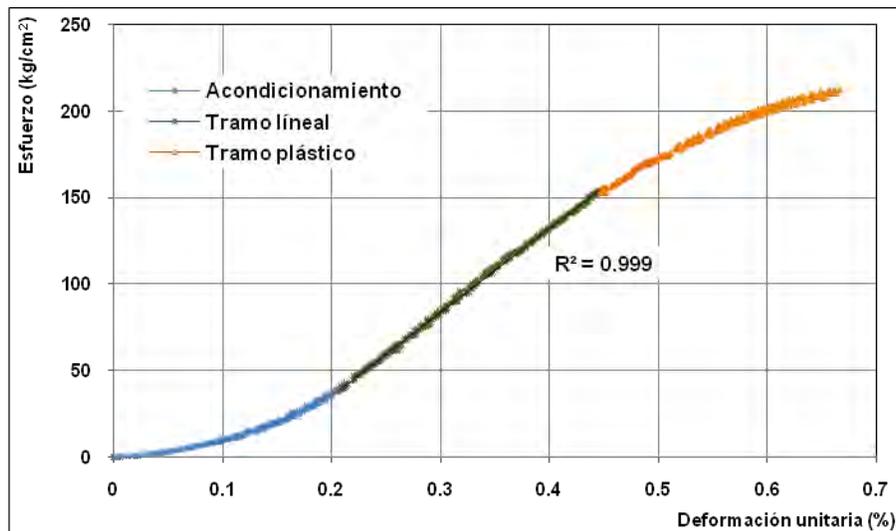


Figura 6.2. Comportamiento del material durante aplicación de carga

Al segundo tramo se denominó “lineal” por su comportamiento más estable y con una pendiente sin cambios importantes puesto que la relación esfuerzo-deformación se mantuvo proporcional a lo largo de un intervalo de tiempo, ese tramo se puede observar en la Figura 6.2 en la parte central y en donde se calculó el módulo de elasticidad.

El último tramo de la curva está definido por datos que describen una curva que reduce gradualmente su pendiente por ser el tramo final de la prueba. Aquí la deformación del cilindro aumenta rápidamente bajo los incrementos de carga aún cuando su magnitud sea reducida, tramo al que se denominó “plástico”, pues aún cuando la base estabilizada macroscópicamente muestra un comportamiento frágil en las gráficas se puede apreciar que antes de llegar el material a la falla permite deformaciones importantes y de ahí el nombre asignado a ese último tramo. A continuación se muestran las Tablas 6.1 y 6.2 con el resumen de los valores obtenidos para los cilindros elaborados con 8 y 10% de cemento respectivamente, los cuales fueron curados durante 28 días al interior del cuarto húmedo.

	Deformación unitaria en la falla	Carga última	γ_m	w	"E"
Espécimen	%	kg	kN/m ³	%	MPa
CBA8C28D-1	0.61	39,991	22.24	6.8	4,631
CBA8C28D-5	0.60	38,361	22.25	5.8	4,562
CBA8C28D-6	0.59	29,329	22.27	5.7	4,349
Promedio	0.62	36,709	22.43	5.9	4,394

Tabla 6.1. Módulo de elasticidad calculado en cilindros con 8% cemento a 28 días de curado

	Deformación unitaria en la falla	Carga última	γ_m	w	"E"
Espécimen	%	kg	kN/m ³	%	MPa
CBA10C28D-11	0.66	27,597	23.02	4.3	3,025
CBA10C28D-12	0.60	30,089	22.89	4.7	4,255
CBA10C28D-15	0.67	39,156	22.94	5.4	4,034
Promedio	0.64	32,281	22.95	4.8	3,771

Tabla 6.2. Módulo de elasticidad calculado en cilindros con 10% cemento a 28 días de curado

La Tabla 6.3 y 6.4 presenta el resumen de los valores obtenidos para los cilindros elaborados con 8 y 10% de cemento respectivamente, curados durante 90 días.

	Deformación unitaria en la falla	Carga última	γ_m	w	"E"
Espécimen	%	kg	kN/m ³	%	MPa
CBA8C90D-2	0.53	36,066	22.2	5.6	4,768
CBA8C90D-3	0.68	41,792	22.3	5.8	4,033
CBA8C90D-4	0.40	43,739	22.3	5.7	5,029
Promedio	0.54	40,533	22.3	5.7	4,610

Tabla 6.3. Módulo de elasticidad calculado en cilindros con 8% cemento a 90 días de curado

	Deformación unitaria en la falla	Carga última	γ_m	w	"E"
Espécimen	%	kg	kN/m ³	%	MPa
CBA10C90D-7	0.8960	26,450	22.89	5.1	2,147.6
CBA10C90D-8	0.5266	24,888	22.92	4.9	2,911.5
CBA10C90D-10	0.5532	32,396	22.86	5.0	4,106.0
Promedio	0.66	27,911	22.89	5.0	3,055.0

Tabla 6.4. Módulo de elasticidad calculado en cilindros con 10% cemento a 90 días de curado

Es importante mencionar que los módulos obtenidos en ensayos a compresión simple aportan datos que se deben complementar con un adecuado criterio ingenieril, debido a que el material con que se cabecean las probetas más la deformación propia del equipo, en ocasiones podría

incrementan o disminuir un porcentaje -muy reducido pero importante- a la deformación total que se utiliza para calcular el módulo de elasticidad. Debido a esto se podrían obtener módulos de elasticidad bajos, respecto de los módulos de elasticidad reales del material, entonces también resulta prudente el empleo de otras metodologías que utilicen equipos con menor porcentaje de error en sus mediciones con el fin de reducir la posibilidad de emplear resultados afectados por ese tipo de variables intrínsecas a los equipos de medición.

Es por todas esas variables (deformación del material con que se cabecean las probetas, irregularidad en las superficies de contacto de los cilindros y deformación propia del equipo), que a partir de las pruebas realizadas a las probetas cilíndricas de 30 cm x 15 cm, el dato más confiable por del ser el menos afectado con las variables ya mencionadas, es la resistencia a compresión simple, puesto que sólo se requiere conocer la carga máxima aplicada sobre el área obtenida directamente del espécimen antes de presentar la falla, resultados que se muestran en la Tabla 6.5 y 6.6 para los especímenes curados a 28 días, estabilizados con 8 y 10% de cemento respectivamente.

	Carga última	Área	Resistencia
Especímen	kg	cm ²	kg/cm ²
CBA8C28D-1	39,991	183.9	218
CBA8C28D-5	38,361	182.7	210
CBA8C28D-6	29,329	181.5	162
Promedio	35,894	182.7	196

Tabla 6.5. Resistencia a la compresión simple en cilindros de base estabilizada (8% cemento)

	Carga última	Área	Resistencia
Especímen	kg	cm ²	kg/cm ²
CBA10C28D-11	27,597	182.7	151
CBA10C28D-12	30,089	181.2	166
CBA10C28D-15	39,156	182.7	214
Promedio	32,281	182.2	177

Tabla 6.6. Resistencia a la compresión simple en cilindros de base estabilizada (10% cemento)

Para calcular el módulo de elasticidad con un menor índice de error se han utilizado equipos de gran precisión, dentro de esos equipos opcionales se encuentran strain gauges, sin embargo, las bandas extensométricas (strain gauges) pueden aportar buenos resultados cuando los materiales son homogéneos como es el caso de los metales. En el caso particular del material utilizado para elaborar las probetas del presente trabajo no resultaban adecuadas, debido a que los extremos de las bandas podrían colocarse sobre materiales con diferente rigidez, es decir que si un extremo de la banda se coloca sobre una partícula con un tamaño superior a 1/2" y el otro extremo sobre la mezcla que se genera entre finos y cemento -mortero-, los datos podrían resultar no aptos para calcular el módulo de elasticidad, como resultado de las diferencias de rigidez y en el caso de colocarse sobre un mismo tipo de material, incluso coincidiendo con el tamaño de la partícula, posiblemente no se obtendría un valor representativo del conjunto de los materiales que integran al espécimen.

Debido a que la deformación es un efecto físico de magnitud muy reducida a causa del comportamiento frágil que se le induce a los materiales estabilizados, resulta complicada la medición adecuada del desplazamiento, por lo que para buscar reducir el error de esa medición a

su mínima expresión, resulta necesario proponer soluciones a tal problema, para lo cual se puede hacer uso de nuevas tecnologías que logren una medición precisa de las deformaciones, evitando incluir dentro de la medición las deformaciones propias de los materiales que se emplean para efectuar el cabeceo de las probetas.

Durante una estancia de investigación del autor en el Centro de Estudios y Experimentación de Obras Públicas (CEDEX) en Madrid, España, se llevó a cabo un ensaye para determinar el módulo de elasticidad por medio de strain gauges, en una mezcla bituminosa (asfalto con agregado pétreo triturado de $\frac{3}{4}$ " a finos -no plásticos-), extraída de la capa denominada "subbalasto" proveniente del cajón de pruebas para trenes de alta velocidad perteneciente al mismo Instituto y que fue labrado en forma cilíndrica. El objetivo de esa prueba únicamente consistía en comparar el valor del módulo de elasticidad obtenido a partir de cálculos realizados con información correspondiente a deformación vertical adquirida por medio de un LVDT con respecto del módulo de elasticidad calculado con la información obtenida por medio de las bandas extensométricas.

Debido a que el presente trabajo no busca establecer factores, parámetros de corrección o un dato para validar o invalidar el resultado de las mediciones correspondientes a las deformaciones realizadas con "LVDT", sino solamente mostrar el desempeño de otras tecnologías con las que se podrían aportar solución a los inconvenientes que se presentan en los equipos empleados actualmente para realizar dichas mediciones, el reporte de estos resultados sólo se limitará a mostrar el arreglo de las galgas extensométricas para medir los esfuerzos normales a tensión y compresión, arreglo que se ilustra en la Figura 6.3 y posteriormente se presentarán los resultados tanto de las mediciones de deformación como de los módulos de elasticidad calculados a partir de los datos de la prueba.



Figura 6.3. Instrumentación de probeta con strain gauges

Los resultados obtenidos de la prueba se muestran gráficamente en la Figura 6.4, donde se pueden observar los valores de la deformación reportados por las galgas extensométricas (bandas horizontales para medir deformación por tensión y otras en sentido vertical para medir deformación por compresión), contra la deformación obtenida por medio de un LVDT colocado sobre el cabezal de la probeta, donde las segundas son de mayor magnitud respecto de las obtenidas con las bandas extensométricas y en base a esa diferencia de resultados, los valores de módulo de elasticidad calculados para un mismo material resultaron diferentes.

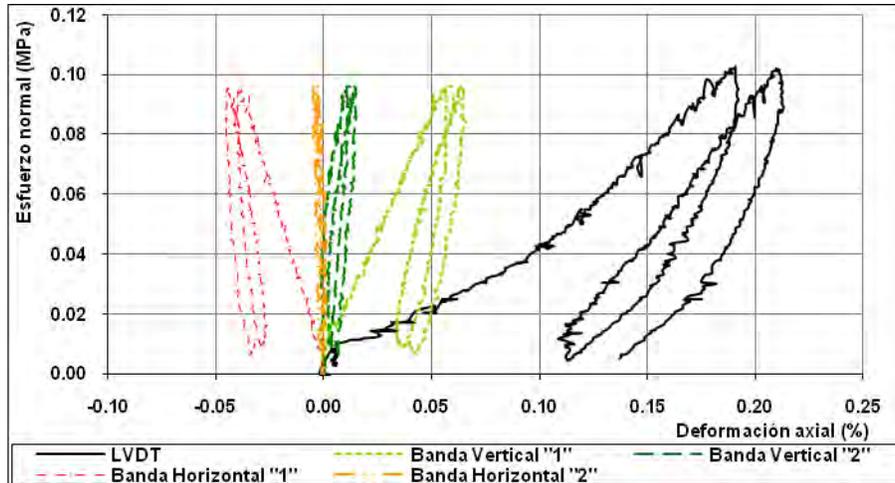


Figura 6.4. Deformaciones medidas con "Strain gauge" y "LVDT"

De la Figura 6.4 las líneas correspondientes a la banda vertical "1" y "2" muestran la deformación de la probeta medida a través de bandas extensométricas donde se puede observar que la diferencia entre lecturas de una y otra es importante, sin embargo, si se promedian se puede encontrar que el porcentaje de deformación que registraron fue aproximadamente un 25% de la deformación que reportó el LVDT para la misma prueba ante los mismos niveles de carga.

La Figura 6.5 muestra los resultados de módulo de elasticidad calculados para la misma probeta pero instrumentada con dos diferentes dispositivos de medición -bandas extensométricas y LVDT. En la Figura 6.5 se podrá observar que los puntos de inicio para cada una de las pruebas presentan un origen diferentes y ello obedece a que cada uno de los instrumentos de medición presentaba diferentes lecturas al inicio de la prueba, pero además resultó conveniente mantener la lectura original de los equipos, puesto que de esa forma se podría observar la pendiente de cada una de las líneas en forma independiente evitando confusión al lector al observar el comportamiento de los datos que integran cada uno de los resultados.

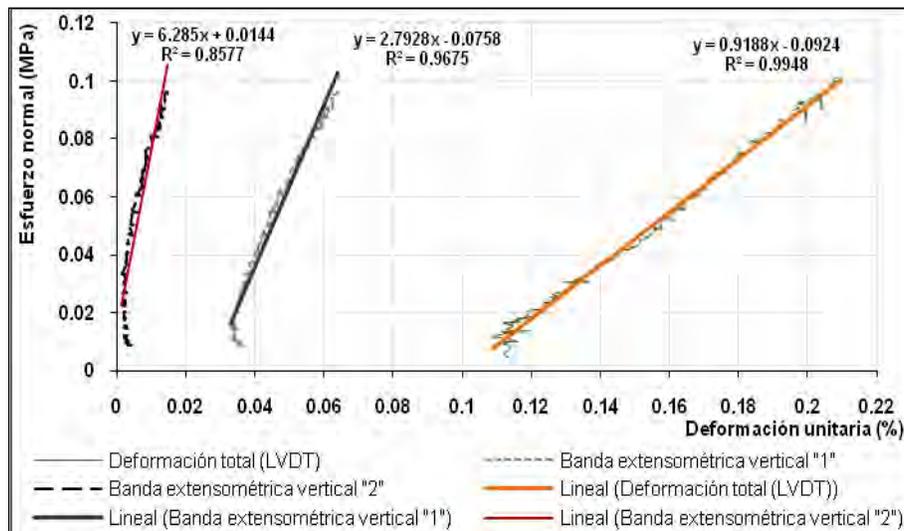


Figura 6.5. Curvas esfuerzo-deformación obtenida a partir de strain gauges

La Tabla 6.7 reporta los valores de módulo de elasticidad calculado y expresado en MPa para permitir establecer planos de comparación de forma más sencilla.

EQUIPO	PENDIENTE LÍNEA TENDENCIA	MÓDULO DE ELASTICIDAD	
Banda Vertical "1"	6.285	628.5	MPa
Banda Vertical "2"	2.7928	279.28	MPa
Promedio "1" y "2"	4.54	453.89	MPa
"LVDT"	1.0152	101.52	MPa
Diferencia entre LVDT y Bandas		22.4	(%)

Tabla 6.7. Diferencia porcentual del módulo elástico obtenido con dos tipos de instrumento de medición

La comparación realizada entre los datos obtenidos con bandas extensométricas y un LVDT sirvió para identificar que posiblemente los módulos calculados en base a información procedente de un LVDT presentan un valor menor al real, lo cual puede ser bueno desde un punto de vista de resistencia, sin embargo, cuando se correlaciona ese módulo de elasticidad con otras propiedades se puede estar cometiendo errores posiblemente en perjuicio de la totalidad de la estructura del pavimento.

Como consecuencia de las particularidades que presentan los dos métodos anteriormente comentados, se propuso otro método alternativo para conocer el módulo de elasticidad del material, aunque ahora en lugar de ser ensayado a compresión se probó en tensión y sobre un espécimen prismático, tal como se muestra en la Figura 6.6.



Figura 6.6. Viga ensayada a flexión para determinar módulo de ruptura y de elasticidad

La alternativa consistió en medir la deflexión que se genera en el centro de la viga durante la aplicación de una carga sobre el tercio medio de la misma usando el arnés descrito en el capítulo 4, mismo que reportó resultados adecuados en diferentes pruebas. Una vez conocida la deflexión se realizó un retrocálculo empleando las ecuaciones de la mecánica de materiales, como puede ser la ecuación de la escuadría, puesto que la geometría del espécimen es constante y de ese modo se podrían obtener resultados más confiables respecto de los otros dos métodos ya comentados.

La Figura 6.7 (datos de la viga "VBA10C90D-4") muestra gráficamente el comportamiento de la deflexión en el espécimen cuando se aplica carga sobre el tercio medio de una viga ensayada a flexión, donde también se puede observar que el comportamiento gráfico que describe la deflexión es más estable y con mayor definición respecto del comportamiento que describe la deformación vertical obtenida por medio de un marco de carga universal. Por lo que el autor considera que el

logro más importante obtenido al colocar el arnés en la prueba a flexión, fue la medición de la deflexión del espécimen en forma aislada respecto del resto de las deformaciones producidas en el equipo, sin necesidad de corregir la deformación correspondiente a equipo o materiales empleados para cabecear al espécimen. Por lo que se puede suponer que el módulo de elasticidad obtenido a través de la prueba en flexión es más aproximado a la realidad del material ensayado, aunado a la similitud con los parámetros que muestra la literatura.

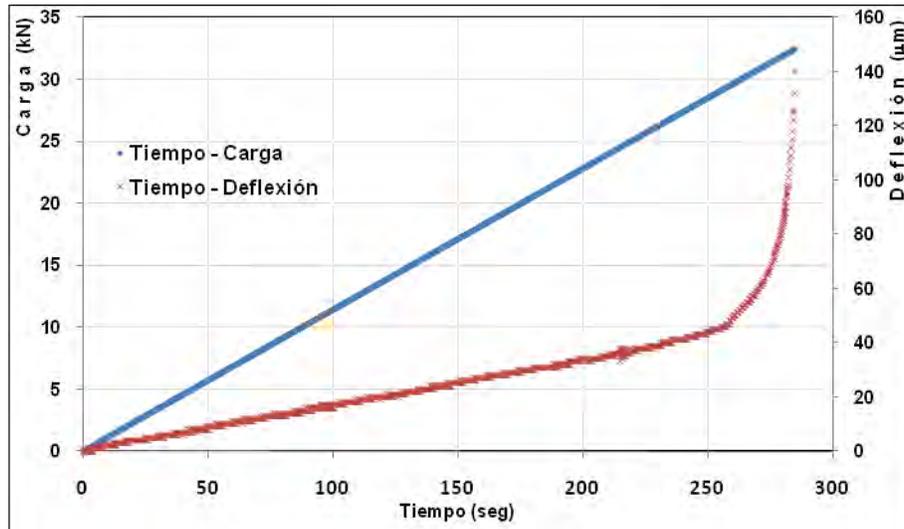


Figura 6.7. Incremento de la deflexión en función de la carga aplicada

Con base en los resultados obtenidos de las vigas ensayadas a módulo de ruptura (donde la carga fue aplicada en forma ascendente y a velocidad constante) y utilizando la ecuación 6.1 (diagrama en Figura 6.8) que es empleada en mecánica de materiales, se obtuvo la ecuación 6.2 y a partir ella se pudo efectuar un retrocálculo para conocer el módulo de elasticidad del material de base, para lo cual la magnitud de la deflexión que se presentaba en la viga durante la aplicación de carga era el dato fundamental para obtener un resultado adecuado, mismos que se muestran en la Tabla 6.8, para el caso de las vigas estabilizadas con 8% de cemento y curadas a 90 días.

$$\Delta_{\max} = \frac{Pa(3l^2 - 4a^2)}{24EI} \quad [6.1]$$

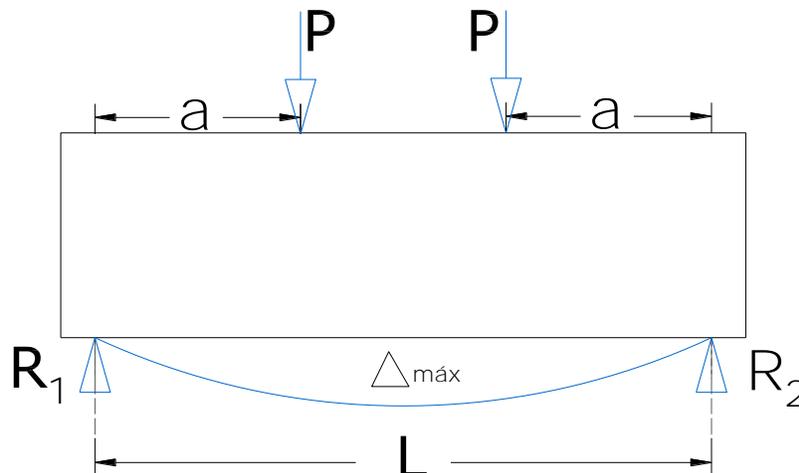


Figura 6.8. Incremento de la deflexión en función de la carga aplicada

$$E = \frac{Pa(3l^2 - 4a^2)}{24\Delta l} \quad (6.2)$$

	SÍMBOLO	SIGNIFICADO	UNIDADES
Donde:	E	Módulo de elasticidad secante	Presión o Esfuerzo
	P	Carga	Fuerza
	L	Claro entre apoyos	Distancia
	Δ	Deflexión máxima en tensión	Distancia
	I	Momento de inercia	Distancia ⁴
	A	Distancia entre apoyo y barra de aplicación de carga en el tercio medio	Distancia

	γ	w	Carga Máx.	Deflexión Máx.	"E"	"E"
Viga	kN/m ³	%	kN	cm	MPa	Psi
VBA8C90D-2	22.16	5.9	20.5	0.0116	13,544	1,964,407
VBA8C90D-4	22.18	6.1	18.5	0.0146	9,711	1,408,493
VBA8C90D-5	22.20	6.2	23.3	0.0166	10,757	1,560,212
VBA8C90D-9	22.27	6.2	22.8	0.0137	12,755	1,849,907
VBA8C90D-14	22.52	5.9	21.9	0.0129	13,011	1,887,079
Promedio:	22.27	6.1	21.4	0.0139	11,956	1,734,020

Tabla 6.8. Módulo de elasticidad en vigas con 8% de cemento y 90 días

En las vigas estabilizadas con 10% de cemento y ensayadas a fatiga después de 90 días se encontraron módulos de elasticidad diferentes a los reportados por los especímenes con 8% de cemento, mismos que se muestran en la Tabla 6.9.

	γ	w	Carga Máx.	Deflexión Máx.	"E"	"E"
Viga	kN/m ³	%	kN	cm	MPa	psi
CBA10C90D-3	22.8	5.3	26.8	0.0072	28,527	4,137,500
CBA10C90D-4	23.0	4.8	32.5	0.0140	17,792	2,580,424
CBA10C90D-7	23.0	4.7	31.3	0.0158	15,476	2,244,648
CBA10C90D-12	22.9	5.1	22.2	0.0319	5,334	773,567
CBA10C90D-13	22.8	5.2	31.1	0.0080	29,794	4,321,217
Promedio:	22.9	5.0	28.8	0.0154	19,385	2,809,358

Tabla 6.9. Módulo de elasticidad en vigas con 10% de cemento y 90 días

Al observar los promedios de cada una de las pruebas se encontró que el módulo de elasticidad obtenido a partir de las vigas con 10% de cemento fue mayor en un 42.3%, respecto de los especímenes estabilizados con 8% de cemento, por lo que se confirma la teoría que a priori se podría establecer en lo que respecta al incremento de resistencia en los materiales con mayor contenido de cemento.

Los resultados que se muestran en las Tablas 6.8 y 6.9 son muy superiores a los que se han obtenido a partir de probetas cilíndricas en las que también se calculó el módulo de elasticidad, resultados que se muestran en las Tablas 6.1, 6.2, 6.3 y 6.4, sin embargo, los valores obtenidos a partir de las vigas en las que se midió la deflexión se acercan más a los valores que han propuesto otros autores como (Huang 2004), en donde se proponen valores de módulo de elasticidad dentro

de un rango de 1×10^6 psi a 3×10^6 psi, para materiales de base estabilizados con cemento y proponiendo como típico un valor promedio igual a 2×10^6 psi.

6.2. Módulo de ruptura

La prueba se realizó por medio de la aplicación de carga dentro del tercio medio en forma de rampa ascendente y con una velocidad constante sobre una viga simplemente apoyada en dos puntos, con el propósito de conocer la resistencia última del espécimen ante el esfuerzo generado en su sección transversal, como resultado de la aplicación de carga.

Al concluir todas y cada una de las pruebas se medía la distancia a la que se presentó la ruptura del espécimen con respecto de uno de los extremos, para lo cual siempre se midió el fragmento corto, con lo cual se podía identificar si la falla se encontraba dentro del tercio medio, por lo que el resultado de las mediciones debía ser superior a 17 cm, además esto permitiría definir qué fórmula se debería de utilizar para el cálculo del módulo de ruptura, además en el caso de las pruebas a fatiga, serviría para validar o invalidar los resultados de la prueba, la Tabla 6.10 muestra los datos correspondientes a la distancia a que se presentó la falla.

Espécimen	Distancia (cm)	Espécimen	Distancia (cm)	Espécimen	Distancia (cm)	Espécimen	Distancia (cm)
VBA8C28D-4	22	VBA10C28D-1	22.5	VBA8C90D-2	21	VBA10C90D-3	23
VBA8C28D-7	24.5	VBA10C28D-4	22	VBA8C90D-4	21	VBA10C90D-4	23
VBA8C28D-10	24.5	VBA10C28D-7	25	VBA8C90D-5	22	VBA10C90D-7	24
VBA8C28D-11	25	VBA10C28D-10	20	VBA8C90D-9	23	VBA10C90D-12	24
		VBA10C28D-13	23	VBA8C90D-14	24	VBA10C90D-13	21

Tabla 6.10. Distancias a las que se presentó la falla en los especímenes

Concluidas las pruebas se extrajeron los datos del equipo para ser revisados, posteriormente se calculó el módulo de ruptura de cada viga, utilizando únicamente la ecuación 6.3, debido a que todas las vigas presentaron la falla dentro del tercio medio, lo cual también funcionó como un indicador más con el que se puede correlacionar un adecuado proceso de elaboración de especímenes, las gráficas permitieron identificar en forma visual el punto donde la aplicación de carga descendía bruscamente como resultado de la ruptura del espécimen y por medio de los registros numéricos se localizaba el valor máximo de carga soportada por la viga, lo cual indicaría el momento en que la viga falló.

$$MR = \frac{PL}{bd^2} \quad (6.3)$$

Donde:	SÍMBOLO	SIGNIFICADO	UNIDADES
	MR	Módulo de ruptura	Esfuerzo
	P	Carga	Fuerza
	L	Claro entre apoyos	Distancia
	B	Ancho de viga	Distancia
	D	Peralte de viga	Distancia

La Tabla 6.11 muestra los resultados de las vigas curadas a 28 días y estabilizadas con 8% de cemento ensayadas en prueba de módulo de ruptura.

	Carga última	γ_m	w	M.R.
Viga	kg	kN/m ³	%	MPa
"VBA8C28D-4"	1,977	22.18	6.1	2.59
"VBA8C28D-10"	2,059	22.26	6.4	2.69
"VBA8C28D-11"	1,957	22.27	6.1	2.56
Promedio:	1,998	22.24	6.2	2.61

Tabla 6.11. Módulo de ruptura para vigas curadas a 28 días con 8% cemento

Las vigas curadas durante 28 días y estabilizadas con 10% de cemento presentaron los resultados que se muestran en la Tabla 6.12

	Carga última	γ_m	w	M.R.
Viga	kg	kN/m ³	%	MPa
"VBA10C28D-10"	2,191	22.29	6.0	2.87
"VBA10C28D-4"	1,987	22.55	4.9	2.60
"VBA10C28D-7"	2,110	22.35	5.6	2.76
"VBA10C28D-10"	2,130	22.39	5.7	2.79
"VBA10C28D-13"	1,886	22.37	5.6	2.47
Promedio:	2,061	22.39	5.6	2.70

Tabla 6.12. Módulo de ruptura para vigas curadas a 28 días con 10% cemento

Para 90 días de curado, las vigas estabilizadas con 8% de cemento reportaron los módulos de ruptura que se indican en la Tabla 6.13, pero además en estas pruebas ya fue posible conocer la deflexión de los especímenes, lo cual sirvió para conocer su magnitud antes de fallar y también se utilizó para calcular los módulos de elasticidad presentados en el inciso anterior.

	δ última	P última	γ_m	w	M.R.
Viga	Cm	kg	kN/m ³	%	MPa
"VBA8C90D-4"	0.0146	1,886	22.55	4.9	2.47
"VBA8C90D-5"	0.0166	2,375	22.40	5.6	3.09
"VBA8C90D-9"	0.0137	2,324	22.37	5.4	4.17
"VBA8C90D-14"	0.0129	2,232	22.37	5.5	2.96
"VBA8C90D-1"	0.0095	2,416	22.37	5.8	3.16
Promedio:	0.0135	2,247	22.41	5.4	3.17

Tabla 6.13. Módulo de ruptura para vigas curadas a 90 días con 8% cemento

La Tabla 6.14 muestran los resultados correspondientes a las vigas curadas durante 90 días y estabilizadas con 10% de cemento.

	δ última	P última	γ_m	w	M.R.
Viga	cm	kg	kN/m ³	%	MPa
"VBA10C90D-3"	0.0072	2,732	22.81	5.3	3.57
"VBA10C90D-4"	0.0140	3,313	22.95	4.8	4.33
"VBA10C90D-7"	0.0155	3,191	22.99	4.7	4.17
"VBA10C90D-13"	0.0080	3,170	22.84	5.2	4.15
Promedio:	0.0112	3,102	22.90	5.0	4.06

Tabla 6.14. Resumen del cálculo de módulo de ruptura para vigas curadas a 90 días con 10% cemento

En base a los módulos de ruptura expuestos en las Tablas resumen 6.11 y 6.12, correspondientes a las vigas curadas durante 28 días y estabilizadas con 8 y 10% de cemento, se puede observar que el módulo de ruptura promedio correspondiente al material estabilizado con 10% de cemento no muestra un incremento importante respecto al módulo de ruptura promedio calculado para el material estabilizado con 8% de cemento con un resultado superior en un 3.4%.

Al comparar el módulo de ruptura promedio de la Tabla 6.13, respecto del obtenido en la tabla 6.14, donde el tiempo de curado para ambos grupos de vigas fue igual a 90 días, se observa que el módulo de ruptura promedio del material estabilizado con 10% de cemento es 21.1% mayor respecto del promedio obtenido para el material estabilizado con 8%.

Otra comparativa aplicable a los resultados obtenidos se puede realizar en términos del tiempo de curado que se permitió a los materiales estabilizados con un mismo porcentaje de cemento. Para el caso de 8% de cemento se encontró que los especímenes curados a 90 días presentaron un incremento igual a 21.4%, respecto del módulo de ruptura promedio calculado para los especímenes curados durante 28 días y en el caso análogo para los especímenes estabilizados con 10% de cemento, se observó que los especímenes curados durante 90 días, incrementaron su módulo de ruptura promedio en un 42.2% respecto del material curado a 28 días.

A partir de la comparativa también es posible observar que el material estabilizado con 8% de cemento desarrolla aproximadamente el 78.5% del total de su resistencia en tan solo 28 días de curado por lo que no sería factible prolongar más allá de un mes el curado de los materiales con el propósito de esperar incrementar las expectativas del material, en términos de módulo de ruptura. Además de las comparaciones anteriores expresadas porcentualmente, también es posible representarlas por medio de una gráfica mostrada en la Figura 6.9 donde se muestran los valores obtenidos para el módulo de ruptura para dos edades de curado.

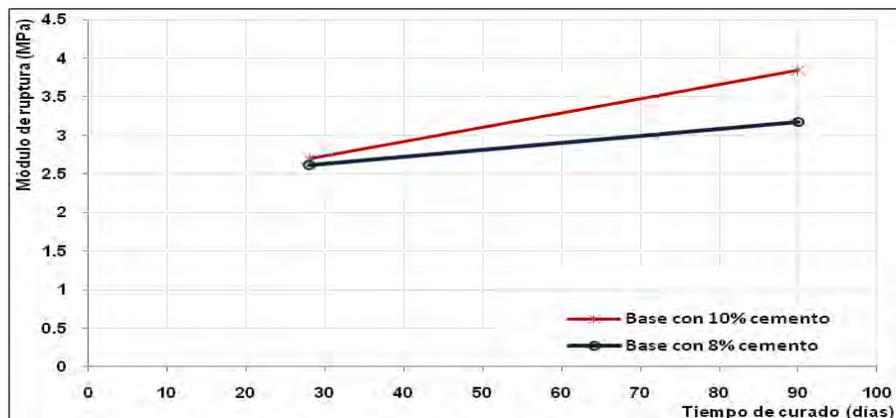


Figura 6.9. Incremento de M.R. en función de la cantidad de cemento y tiempo

6.3. Pruebas a fatiga

Las pruebas a fatiga se realizaron aplicando una carga en forma cíclica sobre el tercio medio de una viga simplemente apoyada sobre dos rodillos. La carga aplicada era un porcentaje del módulo de ruptura promedio y actuaba en forma senoidal con una frecuencia constante de 1 Hz.

Durante la realización de las pruebas se observó que la magnitud de la carga cíclica aplicada sobre el material era un factor determinante para alcanzar la falla del espécimen, la cual produciría con mayor o menor velocidad una serie de efectos que inducirían al material hacia la pérdida de resistencia.

Los efectos a que se refiere el párrafo anterior son de tipo mecánico y se generan al interior del material sin que sea posible observarlos físicamente a simple vista, incluso tampoco es posible por medio de cámaras de alta velocidad o dispositivos electrónicos para análisis de imágenes. Esa limitante está relacionada con la textura que presenta el material con que están fabricadas las vigas, lo cual no permite identificar la aparición de las micro o nanofisuras que se generan en el material, sin embargo, la deflexión pudiera ser el efecto más tangible y esta a su vez puede ser utilizada para estudiar otra serie de fenómenos que se generan como resultado de la deflexión.

La última consecuencia del efecto de fatiga en el material se conoce como falla, sin embargo para llegar a ese punto se debe hacer un análisis de todos los efectos que se originan como resultado de la deflexión que sí es posible medir en los especímenes ensayados, esa serie de efectos se describirán y discutirán a continuación.

6.3.1. Deflexión

La deflexión es el primer efecto físico y medible que se genera como resultado de la aplicación de una carga en los especímenes prismáticos ensayados a fatiga y por medio de ese dato es posible realizar el análisis de los efectos secundarios que se generaran dentro del material. La Figura 6.10 se compone de dos esquemas, una de color tenue para representar la forma original de una viga libre de carga y otra figura deformada en color rojo que muestra en forma esquemática la deflexión de una viga.

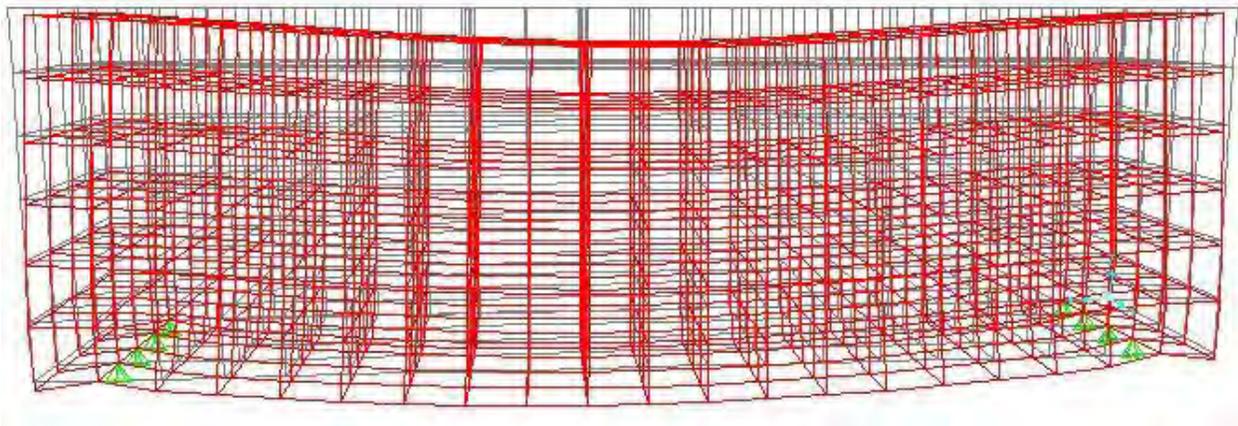


Figura 6.10. Flexión en la viga por efecto de aplicación de carga

La deflexión de las vigas elaboradas con material de base estabilizado se midió con equipos para obtener desplazamientos con alta resolución -milésimas de milímetro-, debido a que el material empleado no soporta grandes deformaciones, ni siquiera cuando se encontraba actuando sobre él una carga cercana al cien por ciento del módulo de ruptura. Lo cual puede ser resultado del incremento en la rigidez del material por efecto del cemento, aunado a que el claro de la viga es

reducido si se toma en cuenta que cumple una relación 3:1 respecto del peralte de la viga, como se puede observar en la Figura 6.11.



Figura 6.11. Viga colocada sobre base para prueba a flexión

La deflexión calculada a partir de los especímenes ensayados a fatiga con los diferentes niveles de esfuerzo aplicados, se encontró dentro de un rango de 55 a 189 μm , magnitud que resulta complicada de relacionar con objetos cotidianos, sin embargo, fue posible graficar ese efecto por medio de los datos adquiridos a través del LVDT, obteniendo resultados similares a los mostrados en la Figura 6.12, donde se puede observar que a pesar de existir ligeros descensos, la tendencia siempre va en aumento y cuando la viga se encuentra próxima a fallar la deflexión se incrementa abruptamente.

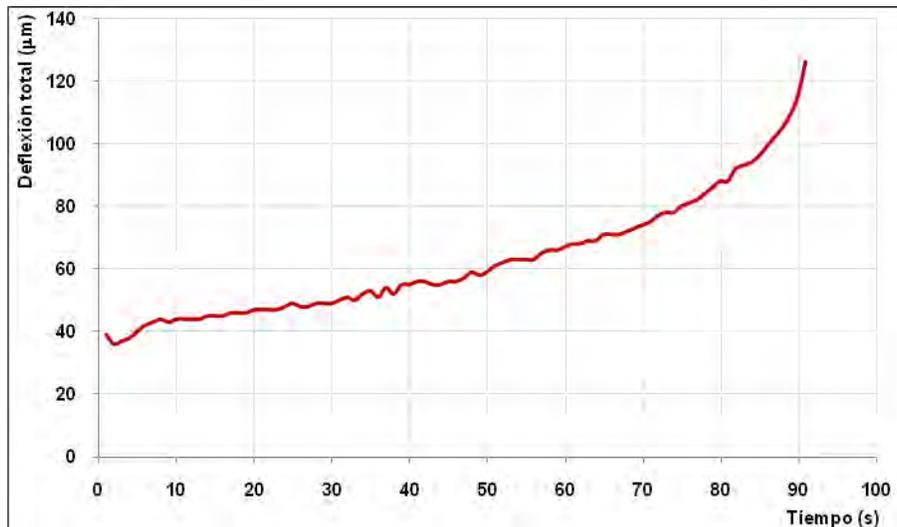


Figura 6.12. Deflexión total de una viga resultado de la aplicación de carga

A partir de la información obtenida de las pruebas a fatiga donde fue posible medir adecuadamente la deflexión de los especímenes se generaron la Tabla 6.15a y 6.15b con la información correspondiente a las vigas curadas con dos edades diferentes en términos de su correspondiente deflexión máxima a la falla.

Espécimen	w %	γ_m kN/m ³	Prueba	% del M.R.	Ciclos a la falla	Deflexión μm
VBA8C90D-3	5.9	22.37	Fatiga	71	22,047 ciclos	96
VBA8C90D-6	6.9	22.28	Fatiga	57	66,000 ciclos	55
VBA8C90D-7	6.6	22.44	Fatiga	58	81,523 ciclos	99
VBA8C90D-8	6.4	22.30	Fatiga	81	66 ciclos	179
VBA8C90D-11	6.1	22.27	Fatiga	63	67,562 ciclos	185
VBA8C90D-12	6.8	22.29	Fatiga	49	234,884 ciclos	178
VBA8C90D-13	6.8	22.28	Fatiga	67	3,916 ciclos	125
VBA8C90D-15	6.0	22.27	Fatiga	63	69,612 ciclos	125
VBA8C90D-16	6.4	22.17	Fatiga	70	105,630 ciclos	150
VBA8C90D-17	6.3	22.22	Fatiga	80	3,723 ciclos	150
VBA8C90D-18	6.3	22.24	Fatiga	49	221,596 ciclos	189
VBA8C90D-19	6.5	22.23	Fatiga	68	33,612 ciclos	124
VBA8C90D-20	6.2	22.37	Fatiga	78	6,188 ciclos	156

Tabla 6.15a. Deflexión máxima a la falla en especímenes con 8% cemento, 90 días de curado

Espécimen	w %	γ_m kN/m ³	Prueba	% del M.R.	Ciclos a la falla	Deflexión μm
VBA10C90D-1	5.61	22.77	Fatiga	85	97 Ciclos	86
VBA10C90D-2	5.2	22.86	Fatiga	70	37,481 Ciclos	136
VBA10C90D-5	5.9	22.72	Fatiga	80	92 Ciclos	126
VBA10C90D-6	5.2	22.95	Fatiga	75	15,913	118
VBA10C90D-8	5.8	22.73	Fatiga	68	5,265 ciclos	115
VBA10C90D-9	5.3	22.80	Fatiga	61	7,140 ciclos	123
VBA10C90D-10	5.4	22.81	Fatiga	61	86,165 ciclos	105
VBA10C90D-11	4.9	22.78	Fatiga	55	385,624 ciclos	74
VBA10C90D-12	5.4	22.78	Fatiga	79	1,272 ciclos	140
VBA10C90D-14	5.2	22.81	Fatiga	62	70,758 ciclos	138

Tabla 6.15b. Deflexión máxima a la falla en especímenes con 10% cemento, 90 días de curado

A partir de los promedios obtenidos para cada uno de los grupos de vigas, donde la diferencia es el contenido de cemento, se puede observar que las vigas elaboradas con material de base estabilizado con 8% de cemento presentaron un 18.2% más de deflexión máxima a la falla, respecto de los especímenes estabilizados con 10% de cemento, lo cual puede ser otro indicador del incremento en el módulo de elasticidad del material.

6.3.2. Deflexión total

Cuando un material granular se encuentra en estado natural, la deformación más frecuente que puede originarse está relacionada con el desplazamiento de unas partículas con respecto de otras debido a que su resistencia es de tipo puntual, misma a la que se le denomina ángulo de fricción y es típica de ese material, sin embargo, cuando los materiales de este tipo se estabilizan por medio de algún cementante -cemento portland tipo I para este caso particular- adquieren una nueva configuración más densa pues los vacíos se reducen a causa de la presencia de materiales

más finos y su resistencia a los desplazamientos la obtendrán a partir de la cohesión, misma que proporciona al material un módulo de elasticidad más alto y una deformabilidad menor.

Cuando una carga cíclica actúa sobre un material estabilizado genera una deformación en función de su intensidad y a su vez la recuperación será función del módulo de elasticidad con que cuente el mismo en el instante de la aplicación de la carga, donde se debe saber que la deformación total será la suma de la deformación plástica y la elástica, es decir una permanente y otra recuperable.

La deformación total del espécimen se puede calcular para todos los ciclos. En el caso específico del primero, la deformación total será la que se registre en el mismo instante que se esté aplicando la carga máxima como se muestra en la Figura 6.13, para los ciclos subsecuentes, la medición de la deformación total correspondiente al ciclo de interés, se medirá a partir del valor correspondiente a la deformación acumulada que se haya producido como resultado de los ciclos de carga anteriores al que se desee calcular, hasta el valor correspondiente a la carga máxima del ciclo del que se quiere conocer la deformación total, como se muestra en la Figura 6.14.

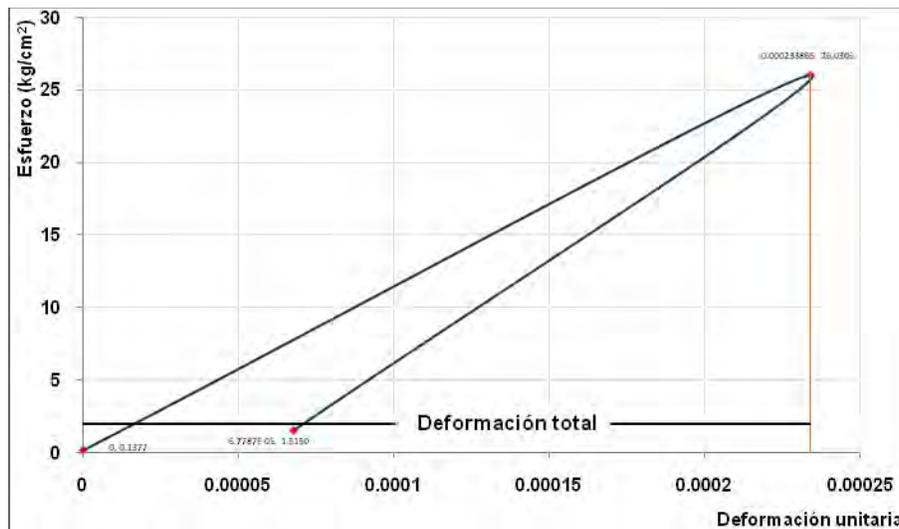


Figura 6.13. Deformación total de un ciclo de carga

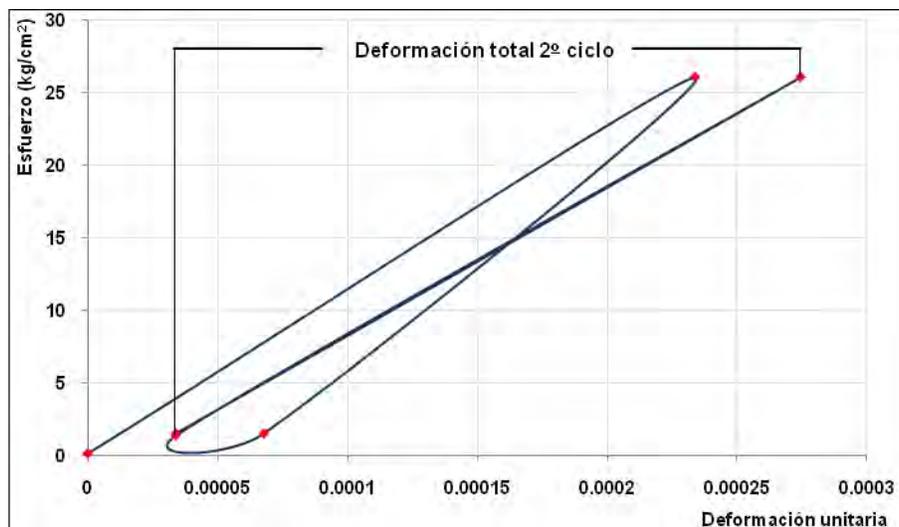


Figura 6.14. Deformación total de un ciclo diferente al primero

Al graficar tiempo contra deflexión se pudo observar que conforme se acumulan los ciclos de carga, la deflexión total incrementa gradualmente, sin embargo, debido a que también se graficó la deformación plástica, fue posible identificar que la mayor parte de esa deflexión total, corresponde a la deflexión elástica, misma que va incrementando su magnitud a través de la aplicación de los ciclos de carga, permitiendo observar que en la zona cercana a la falla, la deflexión elástica incrementa aproximadamente hasta tres veces respecto del valor inicial, como se podrá observar en la Figura 6.15.

La explicación que el autor plantea para tal efecto, se relaciona con la nucleación de grietas, es decir que la deformación elástica incrementa como resultado de la generación de nuevas grietas con espesores posiblemente inferiores a nanómetros o micras de milímetro, lo cual permitirá al espécimen una mayor deformación a través de cada ciclo de carga-descarga y por lo tanto se desarrollará una mayor deflexión con el paso de los ciclos, lo cual también se puede correlacionar con el decremento de las propiedades mecánicas en el material.

A su vez esas grietas podrían ser resultado del rompimiento de partículas o de los contactos establecidos inicialmente por la acción del cementante, sin embargo, su magnitud no resulta lo suficientemente importante como para lograr la falla del material, esto también quizás debido a la existencia de zonas donde se disipa energía, como pueden ser las oquedades propias del material o la existencia de otras grietas en sentido transversal e incluso que presenten un ángulo distinto al de la nueva grieta que se esté generando en el instante de la aplicación de la carga, es por ello que la carga cíclica puede estar generando la acumulación de grietas sin que se presente la falla, sin embargo, cuando se presenta un nivel crítico de la deformación total sobreviene la falla del espécimen.

La Figura 6.15 muestra la información correspondiente a la deflexión total que se generó en cada instante de la prueba, donde se puede observar que el avance es gradual y posiblemente debido al nivel de carga aplicado sobre la viga, el incremento en la magnitud de la deflexión presentó un comportamiento de continuo ascenso, sin embargo, existen otras pruebas donde el nivel de carga fue menor y el avance de la deflexión fue muy lento, posiblemente como resultado de la resistencia incrementada en el material gracias a la adición de cemento, el cual logró desarrollar una fuerza de cohesión superior a la que se estaba aplicando al espécimen y con ello pudo resistir mayor cantidad de ciclos sin acumular deformaciones como resultado de la generación de grietas.

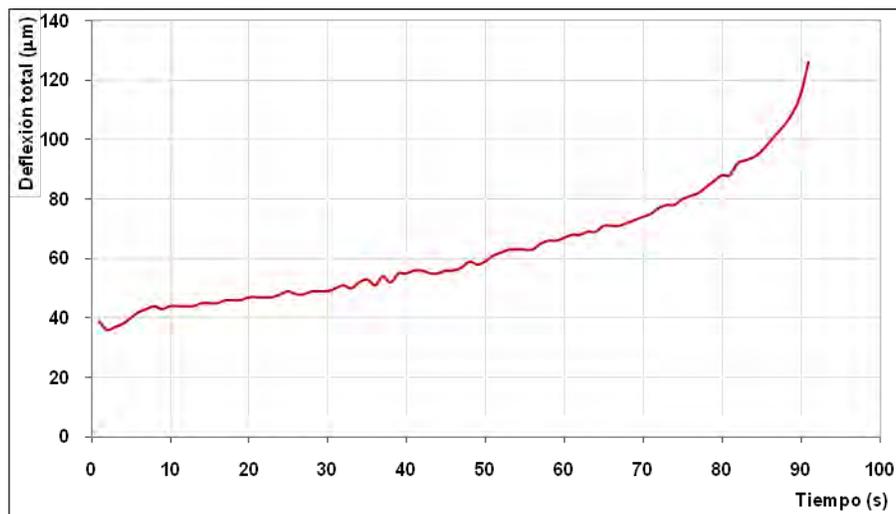


Figura 6.15. Deformación total generada por la aplicación de carga cíclica

En la Figura 6.15 se observa que la deformación total inicial parte de un punto distinto al origen del eje "y", lo cual se debe a que la deflexión total correspondiente al primer ciclo,

teóricamente se obtiene medio segundo después de iniciada la prueba, ya que el tipo de onda que se ha empleado es senoidal y si la frecuencia es igual a 1 Hz, sólo será posible obtener el dato en el instante que se esté aplicando la carga máxima preestablecida sobre el espécimen, lo cual explica ese desfase del primer punto en la gráfica con respecto al origen del eje de las ordenadas.

6.3.3. Deflexión plástica

Parte de la deflexión que se genera en el material cuando se aplica una carga, permanece en el material, dando origen a la deformación plástica [permanente] en el material y al igual que en el caso de la deflexión elástica, ésta se podría relacionar con el rompimiento de partículas o de contactos débiles entre las diferentes partículas que componen el material. Un ejemplo del efecto de la deflexión permanente, transformada a deformación plástica se muestra en la Figura 6.16.

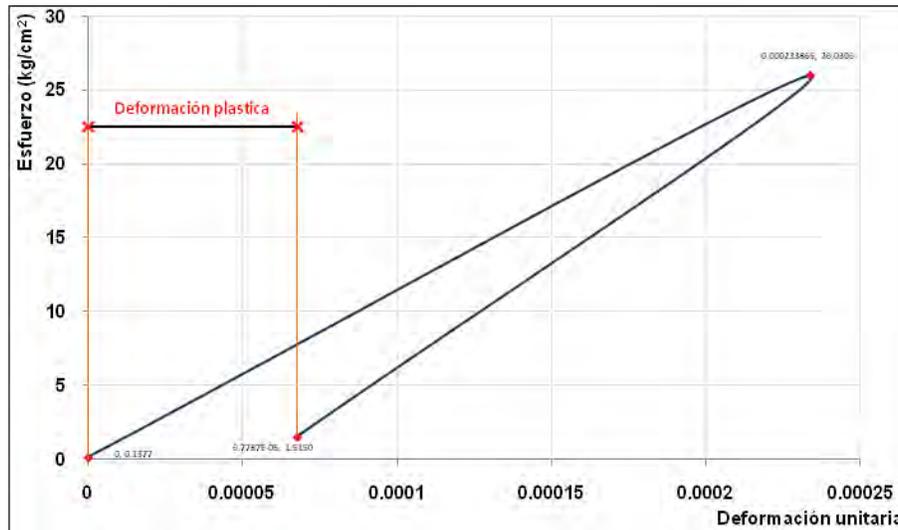


Figura 6.16. Deformación plástica del primer ciclo

A partir del análisis de los resultados de diferentes pruebas donde se convertía la deflexión en deformación, se pudo observar que la deformación plástica no incrementa fuertemente con la aplicación de las cargas y su magnitud se mantiene semi-constante e incluso pareciera descender después de generarse la primer deflexión producto del primer ciclo de carga, como se puede observar en la Figura 6.17, gráfica que está representada en términos de deflexión con el propósito de exponer su dimensión en micras y la línea presenta variaciones mínimas si se atiende la magnitud de la deflexión, comportamiento que cambia después de pasar aproximadamente un 60% de la cantidad de ciclos a la falla, incluso presentando un fuerte incremento respecto del valor inicial cuando se aproxima el momento de la falla.

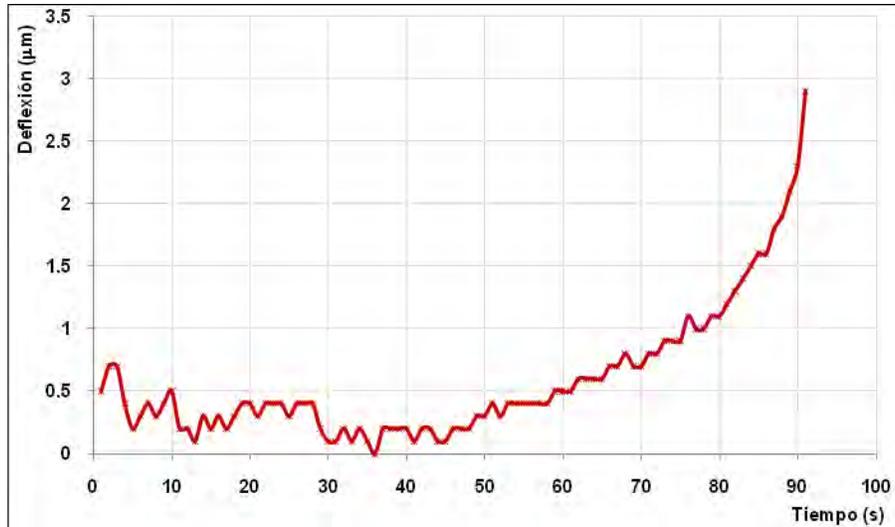


Figura 6.17. Deflexión plástica generada en un espécimen a fatiga

Otro aspecto importante de la deformación plástica se puede observar en la Figura 6.17, donde la gráfica muestra que la deformación plástica de mayor importancia es la que se genera al inicio de la prueba y a razón de tal observación, el autor consideró necesario el registro de la totalidad de los resultados obtenidos de las pruebas, para obtener información que permita conocer el comportamiento mecánico del material en términos de su módulo de elasticidad a lo largo de la prueba, pero siempre bajo la premisa de reportar la totalidad de los datos, sin buscar sólo cubrir las formas estéticas, sino por el contrario siempre buscar mostrar resultados que permitan conocer la forma de los fenómenos ocurridos durante las pruebas, esto porque algunos ingenieros eliminan los ciclos iniciales de las pruebas con el propósito de reducir la dispersión de los resultados a causa de los reajustes del material y equipo, considerando que ese procedimiento no se debe realizar en un trabajo de investigación, porque se pierde la objetividad de exponer la totalidad de los resultados producidos durante la experimentación, mismos que permitirán al lector formar un criterio respecto del trabajo y más aún, le brindarán la posibilidad de decidir sobre el empleo de los datos.

Análoga a la deflexión total, el incremento de la deflexión plástica es el resultado de aplicar repetitivamente una carga sobre el material, sin embargo, esta es de magnitud muy inferior respecto de la elástica y describe un comportamiento semi constante. Lo cual podrían estar relacionado con la generación de una grieta de dimensiones importantes -micras- generada durante el primer o primeros ciclos de carga, grieta que posiblemente aporta un beneficio al material, debido a que con ella se podría estar generando una zona susceptible de disipar un porcentaje de la energía que le es aplicada al espécimen por medio de la carga cíclica, en el entendido de saber que otra parte importante de esa energía aplicada al material, no se logra disipar y se transformará en energía potencial que al coincidir con otra serie de factores llevan al material a una condición crítica y con ello a la falla.

6.3.4. Degradación del módulo de elasticidad secante

Es el resultado de las deformaciones elástica y plástica generadas por la aplicación de carga cíclica sobre el material y la velocidad de esa reducción de rigidez estará en función del nivel de carga que actúe sobre el material.

El módulo de elasticidad secante se puede representar gráficamente como la pendiente que se genera entre un punto inicial que simboliza una carga con su correspondiente deformación (comúnmente de magnitud muy reducida e incluso nula cuando el espécimen se encuentra libre de

la acción de carga sobre de sí) y un punto final donde la carga se encuentre aplicada en su totalidad produciendo la deformación máxima en ese instante como se puede observar en la Figura 6.18.

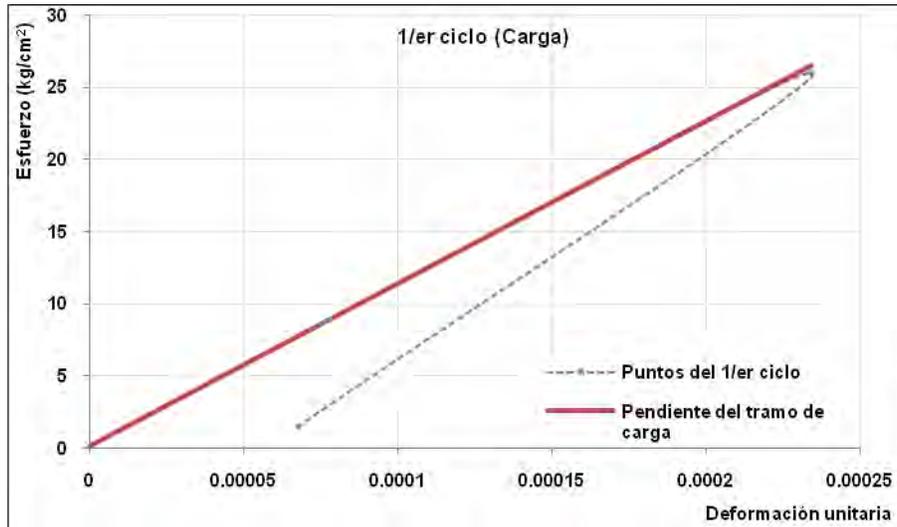


Figura 6.18. Pendiente secante entre el punto inicial y carga máxima [Carga]

Para efectos de este trabajo a la pendiente ilustrada con una línea roja en la gráfica de la Figura 6.18, se ha denominado **“módulo de elasticidad secante en carga”** con el propósito de diferenciarla de otra pendiente que se genera dentro del mismo ciclo y que también representa un módulo de elasticidad, con diferente pendiente puesto que se genera entre el punto final de carga máxima aplicada con su correspondiente nivel de deformación y otro punto donde la carga se ha retirado por completo, al cual se ha denominado como **“módulo de elasticidad secante en descarga”**, pendiente que se ilustra en la Figura 6.19.

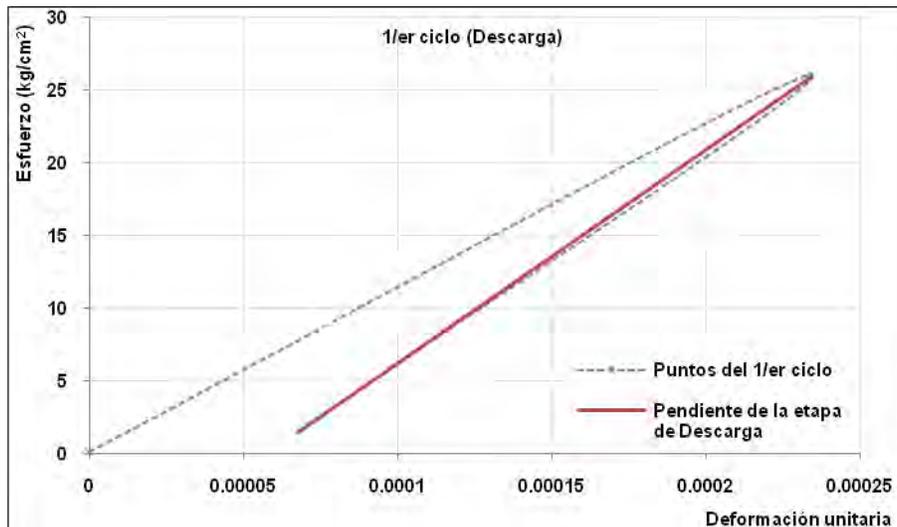


Figura 6.19. Pendiente secante entre el punto de carga máxima y el retiro de la carga [etapa en descarga]

Debido a la diferencia de las pendientes en carga y en descarga fue posible obtener un indicador para identificar si los resultados obtenidos eran correctos, lo cual se relacionó por medio de comparar la magnitud del módulo calculado para la etapa de carga y la etapa de descarga, donde siempre la magnitud del módulo calculado para la primera etapa -carga- debía ser ligeramente menor al módulo calculado para la segunda etapa -descarga- o en un caso extremo

podrían presentar valores idénticos, pero nunca la magnitud del módulo obtenido para la etapa de carga podría ser mayor a la obtenida en la etapa de descarga.

La diferencia del ángulo entre la pendiente de carga y descarga, se debe a que la componente correspondiente al eje de las abscisas -deformación- del punto final del tramo en descarga, es mayor respecto de la componente correspondiente a la coordenada en deformación del tramo de carga, como resultado de la deformación plástica acumulada en el material y si para ambas pendientes se considera como eje de giro al punto donde se aplicó la carga máxima, obteniendo pendientes diferentes como se puede observar en la Figura 6.19.

Anteriormente se comentó que puede existir un caso crítico donde la pendiente -módulo de elasticidad secante- en carga y en descarga podrían ser de igual magnitud, eso se atribuye a que la deformación plástica fue de magnitud tan reducida o incluso nula, posiblemente como resultado de la presencia de alguna partícula con la resistencia suficiente para soportar el esfuerzo aplicado por la carga, frenando incluso la generación de la microfisura que se debía de haber formado como resultado del esfuerzo, motivo por el cual no se presenta variación en la pendiente.

Es por esta razón por la que en ningún caso se podrían obtener módulos de elasticidad secantes en descarga, con menor magnitud a los calculados para el tramo de carga, porque ello indicaría que el material restablece su condición original, lo cual es un comportamiento propio de materiales granulares, menos aún sin la presencia de finos plásticos que podrían llegar a presentar fenómenos como la tixotropia, pero si además se atiende al hecho de estar aplicando la carga con una frecuencia que resulta excesivamente alta (1 Hz) como para permitir un efecto de recuperación en el material, se puede entender que no hay posibilidad alguna de tal efecto.

Una vez explicado el origen de la diferencia entre la magnitud de las pendientes correspondiente a la etapa de carga y a la de descarga, se puede continuar discutiendo la degradación del módulo de elasticidad, misma que se puede representar gráficamente como la reducción de la pendiente secante a través de los ciclos de carga aplicados sobre el material, tal como se muestra en la Figura 6.20, donde se puede identificar a simple vista que la pendiente del primer ciclo es mayor respecto de la que se genera para uno de los ciclos intermedios en carga (por ejemplo el 33^{er} ciclo), mismo que a su vez presenta una pendiente mayor de la que resulta para el penúltimo ciclo, de ahí que se diga que la degradación es de tipo secuencial y progresiva.

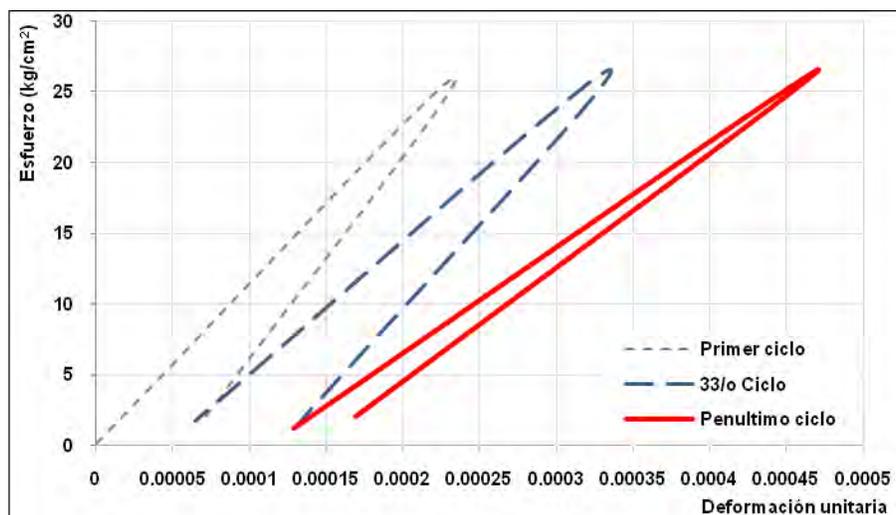


Figura 6.20. Degradación del módulo de elasticidad secante a través del tiempo

La metodología que se utilizó para obtener el módulo de elasticidad en todos y cada uno de los ciclos inició con la extracción de la información adquirida por el software del marco de carga cíclica y almacenada en el equipo de computo, la información contenida en las tablas electrónicas contenían básicamente cinco columnas donde se encontraba de izquierda a derecha el número de ciclo, magnitud de la carga aplicada en el instante de tiempo correspondiente, deformación vertical medida a través de un LVDT colocado en la parte superior del marco de carga y en la última columna se encontraban los desplazamientos registrados por el LVDT mismos que correspondían a la deflexión en el centro de la viga, la Tabla 6.16 es un ejemplo de la secuencia de los datos ya mencionados.

Tiempo	Ciclos	Carga axial k1	Deformación Marco	LVDT-2 (1.25 mm)
segundos	#	kN	mm	mm
0.0004886	1	0.1	-0.7	0.11
0.249676	1	10	3	0.133
0.499351	1	23.9	4.7	0.148
0.560427	1	23.5	4.7	0.149
0.749027	1	13.1	4.4	0.14
0.998703	1	1.2	3.1	0.116
1.05538	2	1.1	2.8	0.115
1.24838	2	11.3	4	0.124
1.49805	2	24	4.9	0.146
1.54007	2	23.8	4.9	0.146
1.74773	2	13	4.6	0.141
1.99741	2	1.2	3.3	0.117
2.05897	3	1.1	3	0.117

Tabla 6.16. Formato de los datos obtenidos del marco de carga cíclica para pruebas a fatiga

En los datos de la tabla se puede observar que durante cada uno de los ciclos se adquirió información en diferentes fracciones de segundo y durante esos intervalos se salvaron datos referentes a la carga aplicada en ese instante de tiempo, además de la deformación del marco y deflexión de la viga, lo cual permitiría conocer y graficar la trayectoria de cada uno de los ciclos que ya se han mostrado anteriormente.

La configuración del software para adquirir información de las diferentes pruebas, fue diferente en función del nivel de esfuerzos por aplicar al espécimen, pues cuando la relación de esfuerzo era alta se programó para extraer entre seis y ocho datos en un segundo debido a que se infería que la prueba no duraría una gran cantidad de ciclos, por lo que sí sería posible adquirir y más aún procesar toda esa información. Para los casos donde se estimaba que los especímenes podrían resistir una gran cantidad de ciclos como resultado de aplicar un nivel de carga baja, el equipo se configuraba para adquirir solamente tres puntos de cada uno de los ciclos, pues con ello se podría obtener el punto inicial correspondiente al primer ciclo, otro donde la aplicación de la carga haya sido la máxima considerada como el punto central y el final del ciclo, lo cual permitiría un mejor manejo y resolución de los gráficos.

Extraídos los datos del equipo el primer paso a realizar con la información consistió en definir la deflexión generada durante cada uno de los instantes en los que actuaron los diferentes niveles de carga, lo cual se realizó por medio de la resta aritmética del valor obtenido durante la primer medición registrada a través del LVDT 2-1.25, al resto de datos adquiridos por el mismo, de esa forma se obtenían los valores reales de la deflexión para cada instante. Posteriormente inició el proceso de selección de valores para realizar el cálculo del módulo de elasticidad y éste se calcularía por medio de la pendiente que existe entre dos puntos, se debía identificar un punto inicial y uno final, los cuales corresponderían a un nivel de cargas nulo o mínimo y al de carga máxima respectivamente.

Definir el punto de carga mínima para el primer ciclo resultaba posible con sólo tomar los datos del primer renglón, para el caso de los siguientes ciclos resultaba necesario identificar al punto con el nivel de carga mínimo, sin embargo debido a que los intervalos de tiempo que separan a un ciclo de otro resultaban menores a cinco centésimas de segundo como se puede observar en la Tabla 6.17 en la columna que contiene los datos del tiempo, el esfuerzo podría presentar una diferencia de magnitud muy reducida o en ocasiones idéntica entre ambos puntos de los ciclos contiguos, incluso se llegaron a encontrar ciclos donde la magnitud del esfuerzo podría ser menor en el último punto del ciclo “n” con respecto al nivel de esfuerzo reportado para el primer punto del ciclo “n+1”, por lo que resultaba necesario involucrar otro factor que complementara el criterio de selección.

Tiempo	Ciclos	ϵ Unitaria	Esfuerzo (kg/cm ²)
segundos	#	$\epsilon_t = \frac{12 h \Delta}{3 L^2 - 4a^2}$	$\sigma = \frac{3 a p}{b h^2}$
0.000488602	1	0	0.1377
0.554075	1	0.00023387	26.0306
0.99968	1	6.7787E-05	1.5150
1.06613	2	3.3894E-05	1.3773
1.55424	2	0.00027454	26.0306
1.99936	2	3.3894E-05	1.5150
2.06044	3	4.4062E-05	1.2396

Tabla 6.17. Diferencia de tiempo entre ciclo uno y ciclo dos

La Figura 6.21 es la gráfica de los resultados correspondientes a los dos primeros ciclos indicados en la tabla 6.17, para mostrar el efecto de desfase en términos de tiempo, generado entre el último punto correspondiente al ciclo “1” y el primer punto del ciclo “2”.

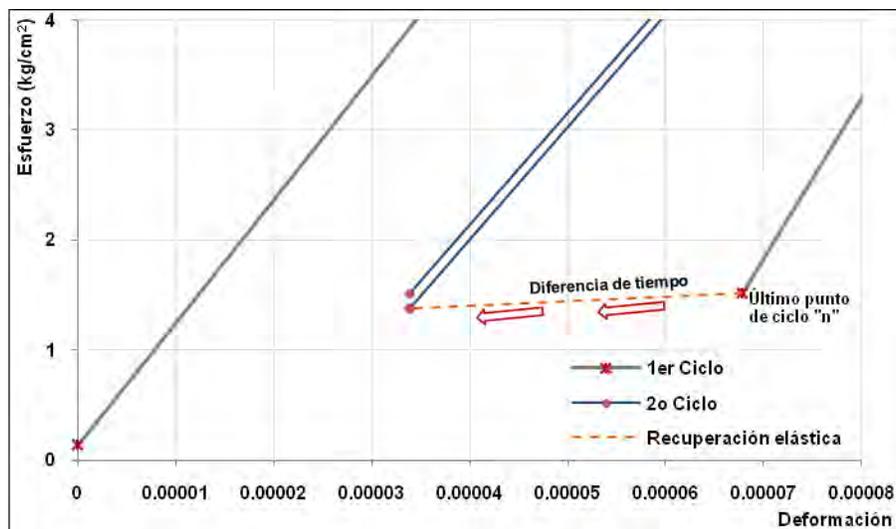


Figura 6.21. Diferencia de tiempo entre puntos final e inicial de ciclos

Con el objetivo de complementar el criterio de selección se propuso identificar el punto que presentara la menor deformación entre el último punto del ciclo “n” y el primero del ciclo “n+1”, el punto que cubriera esa condición sería el que definiría la coordenada para calcular la pendiente de

descarga y más importante aún para calcular la pendiente del módulo de elasticidad correspondiente al tramo de carga del ciclo “n+1”.

Debido a la aplicación de ese criterio se logró obtener la pendiente real para el tramo de descarga de cada uno de los ciclos, pues a pesar de existir la posibilidad de obtener una línea y su pendiente por medio de unir al punto de carga máxima con el último punto del mismo ciclo, la pendiente real para el tramo de descarga será una línea que une al punto de máxima carga aplicada, con el punto identificado a través del criterio mencionado anteriormente, como se muestra en la Figura 6.22 por medio de la línea roja que describe la pendiente correspondiente al módulo de elasticidad.

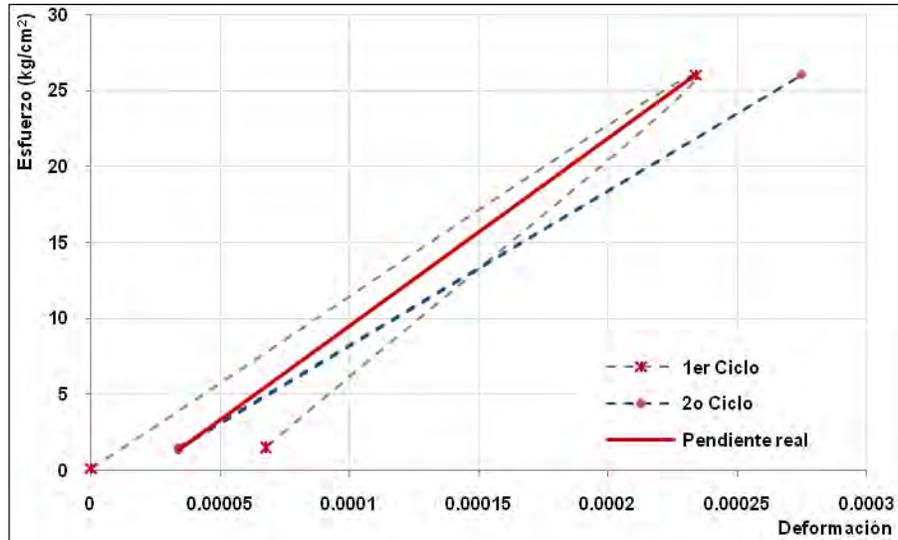


Figura 6.22. Pendiente real del tramo de descarga

La importancia de calcular adecuadamente el módulo de elasticidad en el tramo de descarga radicó en identificar correctamente el punto inicial del ciclo a relacionar con el punto de carga máxima y así calcular correctamente el módulo de elasticidad correspondiente al ciclo en análisis. Otra función no menos importante de calcular el módulo en el tramo de descarga estuvo relacionada con la posibilidad de establecer un plano comparativo que permitiría identificar errores en los resultados obtenidos en el cálculo del módulo de elasticidad para el tramo correspondiente a carga.

Aplicando los criterios ya descritos se puede iniciar el cálculo del módulo de elasticidad secante a través del empleo de la ecuación 6.4, al mismo tiempo que se calculó la pendiente entre dos puntos -inicial (punto identificado) y final (carga máxima correspondiente al ciclo)- por medio de la fórmula de la pendiente de una recta. Ambos resultados deben coincidir para comprobar que el cálculo se está realizando correctamente.

$$E_s = \frac{Pa(3L^2 - 4a^2)}{4bh^3\Delta} \tag{6.4}$$

	SÍMBOLO	SIGNIFICADO	UNIDADES
Donde:	E_s	Módulo de elasticidad secante	Presión o Esfuerzo
	P	Carga	Fuerza
	L	Claro entre apoyos	Distancia

b	Ancho de viga	Distancia
h	Peralte de viga	Distancia
Δ	Deflexión máxima en tensión	Distancia
a	Separación de puntos de aplicación de carga al centro	Distancia

Cuando se obtuvieron resultados del comportamiento de la degradación del módulo tanto en carga como en descarga, se observó que la diferencia entre la magnitud de ambos, no representaba una variación importante, aunado a que con respecto a la proporción de los valores obtenidos entre el módulo de carga y el de descarga, la diferencia no superaba el cinco por ciento y gráficamente no se lograba identificar un cambio importante en el comportamiento de la gráfica, como se muestra en la Figura 6.23, por lo que se tomó la decisión de analizar la degradación del módulo de elasticidad únicamente por medio de los valores correspondientes a la etapa de carga, además de ser esa la condición más desfavorable para el material.

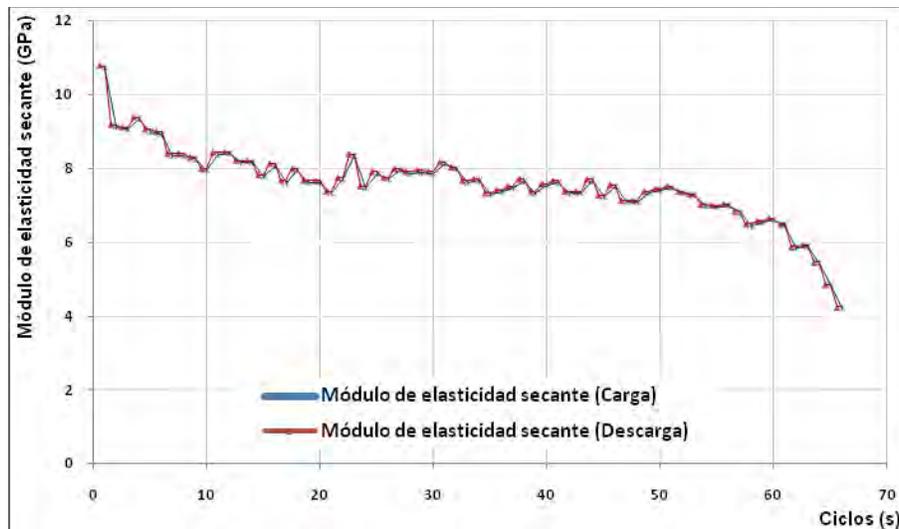


Figura 6.23. Degradación del módulo de elasticidad secante en carga y en descarga

Con el propósito de analizar la degradación del módulo de elasticidad en forma más general y poder estudiar la existencia de algún tipo de tendencia, se analizaron todos los archivos correspondientes a cada una de las pruebas realizadas a fatiga para identificar en cuál de ellas se había logrado adquirir correctamente la totalidad de los datos correspondientes a la deflexión al mismo tiempo y se hubiesen cumplido los parámetros predefinidos -nivel de carga y frecuencia de aplicación- que permitirían graficar la degradación del módulo de elasticidad a lo largo de la prueba.

Efectuada la revisión de los archivos, se encontró un número limitado de pruebas en las que se logró medir correctamente la deflexión, pues como ya se mencionó anteriormente, en algunas pruebas los datos de la deflexión no fueron consistentes, en gran medida como resultado de los reajustes que se continuaban realizando al arnés sobre el que se colocó el LVDT.

La Tabla 6.18 muestra la relación de esfuerzo para la prueba "VBA10C90D-8", además de las características del espécimen que fue ensayado y en la Figura 6.24 se muestra gráficamente la degradación del módulo de elasticidad secante a lo largo del tiempo en que el material fue sometido a la aplicación de carga cíclica.

Espécimen	σ/σ_0	Carga Máx (kN)	Ciclos a la falla (#)	w (%)	γ_m (kN/m ³)
VBA10C90D-8	71.5	20.6	5,265	4.6	22.9

Tabla 6.18. Parámetros de la prueba y características del espécimen

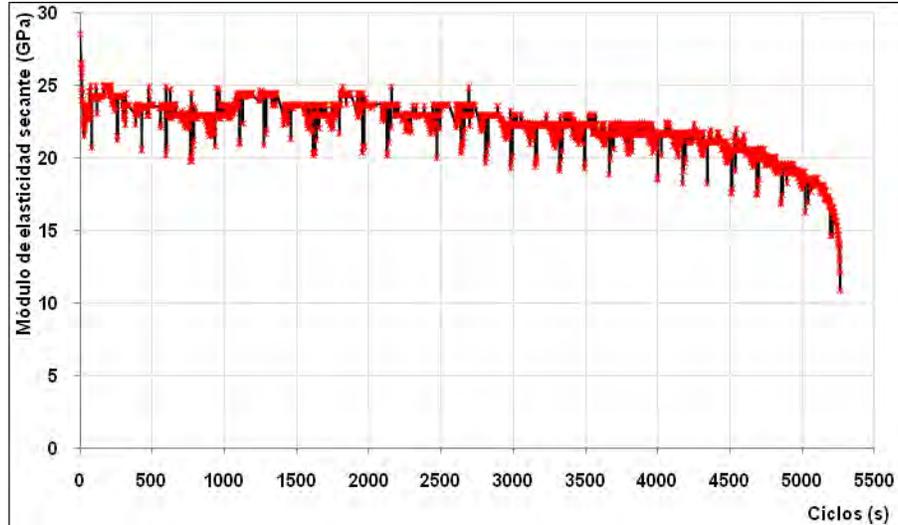


Figura 6.24. Degradación del módulo de elasticidad secante

En la Figura 6.24 se puede observar el decremento del módulo de elasticidad secante en función de la carga cíclica, sin embargo, también se pueden observar algunos puntos separados de la mayoría de los datos, indicando una disminución del módulo de elasticidad, lo cual podría estar asociado con la generación de nuevas grietas con un ancho considerable, mismas que inicialmente podrían asociarse con una reducción de resistencia en el material, pero ese mismo proceso de generación de nueva superficie, posteriormente podría desarrollar una resistencia al esfuerzo por medio del desarrollo de fricción entre las dos nuevas superficies, con lo que se podría presentar una especie de recuperación en la resistencia, la cual posteriormente también se reducirá por la acción de la carga cíclica.

La Tabla 6.19 corresponde a otro espécimen ensayado a fatiga donde también se obtuvieron datos que permitieron estudiar la degradación del módulo de elasticidad a través del tiempo y los resultados gráficos se muestran en la Figura 6.25.

Espécimen	σ/σ_0	Carga Máx (kN)	Ciclos a la falla (#)	w (%)	γ_m (kN/m ³)
VBA10C90D-11	58.3	16.8	262,642	4.8	22.9

Tabla 6.19. Parámetros de la prueba y características del espécimen

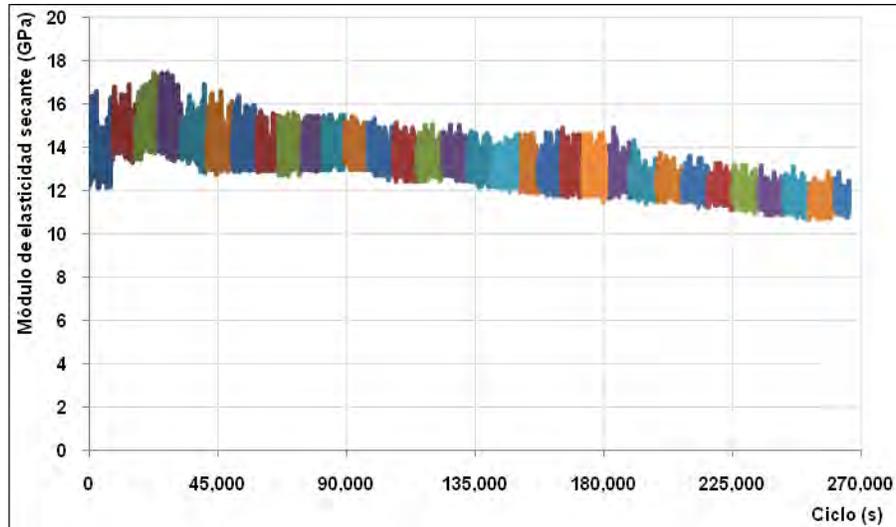


Figura 6.25. Degradación del módulo de elasticidad secante

La degradación del módulo de elasticidad correspondiente a la Figura 6.25 se representó por medio de franjas con diferentes colores, mismas que indican series de puntos pues debido a la gran cantidad de información, no es posible representar cada uno de los valores en forma independiente, también se puede observar que la variación del módulo por medio del grosor que presenta la serie de datos, variaciones que se encuentran dentro de un rango de tres giga pascales, sin embargo, es importante hacer énfasis en la inexistencia de puntos dispersos que salgan de la tendencia general, lo que permite suponer un adecuado desempeño del equipo, aunado a un comportamiento estable de la probeta, logrando así el trazo de un gráfico que proporciona información importante para estudiar el fenómeno de la degradación del módulo de elasticidad en el material estabilizado con cemento.

Continuando con la presentación de diferentes pruebas donde se logró estudiar el fenómeno de degradación del módulo de elasticidad, la Tabla 6.20 indica el espécimen ensayado con las condiciones de la prueba y características de la viga, mientras que la Figura 6.26 muestra los resultados en forma gráfica y la tendencia que siguieron los puntos de interés.

Espécimen	σ/σ_0	Carga Máx [kN]	Ciclos a la falla [#]	w [%]	γ_m (kN/m ³)
VBA10C90D-12	83,3	24.0	1,272	4.8	22.9

Tabla 6.20. Parámetros de la prueba y características del espécimen

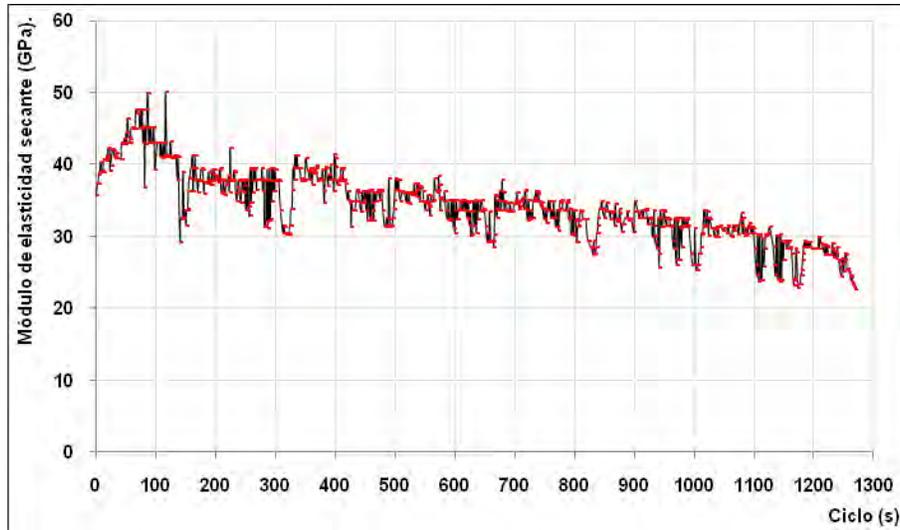


Figura 6.26. Degradación del módulo de elasticidad secante

La gráfica 6.26 muestra la degradación del módulo de elasticidad con variaciones importantes, pero con una tendencia clara hacia la reducción de la rigidez a medida que se aplican los ciclos de carga-descarga.

En la Tabla 6.21 se muestran los resultados de la última viga de la cual se logró obtener información confiable para analizar la degradación del módulo de elasticidad a través de la aplicación de carga cíclica y la gráfica correspondiente a los resultados se muestra en la Figura 6.27.

Espécimen	σ/σ_0	Carga Máx (kN)	Ciclos a la falla (#)	w [%]	γ_m (kN/m ³)
VBA10C90D-14	66	19.0	70,758	6.0	22.7

Tabla 6.21. Parámetros de la prueba y características del espécimen

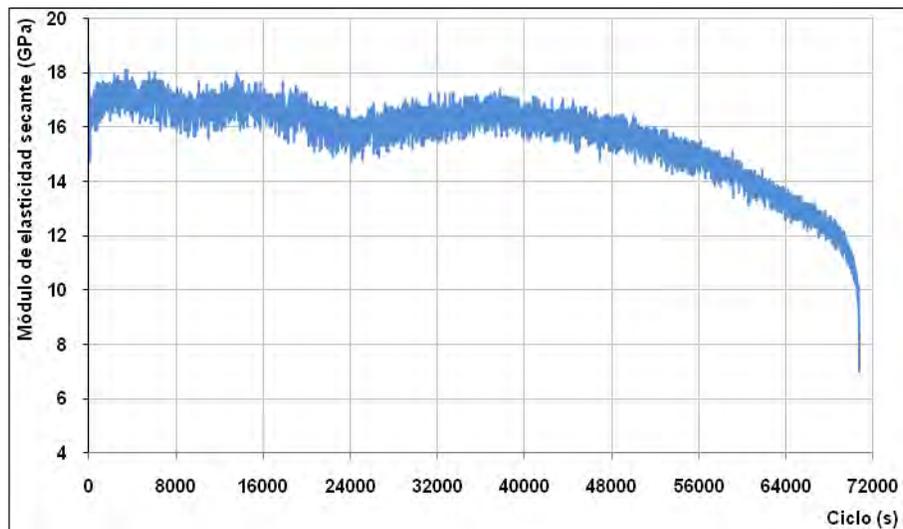


Figura 6.27. Degradación del módulo de elasticidad secante

Las gráficas de degradación del módulo de elasticidad han permitido conocer el comportamiento del material cuando es sometido a carga cíclica, además de las variaciones que se

presentan a lo largo de la prueba, con lo que se puede observar que los materiales no llegan a la falla en forma súbita o repentina, sino que por el contrario describen una trayectoria en términos de su desempeño mecánico, lo que hace pensar en la posibilidad de desarrollar un método de análisis que permita estimar el tiempo de vida remanente cuando el pavimento se encuentra en operación.

Con este propósito se compararon los resultados de las cuatro vigas, generando líneas de tendencia normalizadas con respecto al tiempo y al módulo de elasticidad y así intentar identificar si existe algún comportamiento general dentro del material, indistintamente del nivel de esfuerzo aplicado e incluso del porcentaje de cemento y tiempo de curado, en lo que se refiere al fenómeno de la fatiga.

La Figura 6.28 corresponde a los datos de la gráfica plasmada en la Figura 6.24, solo que ahora normalizada en el eje del tiempo y del módulo de elasticidad.

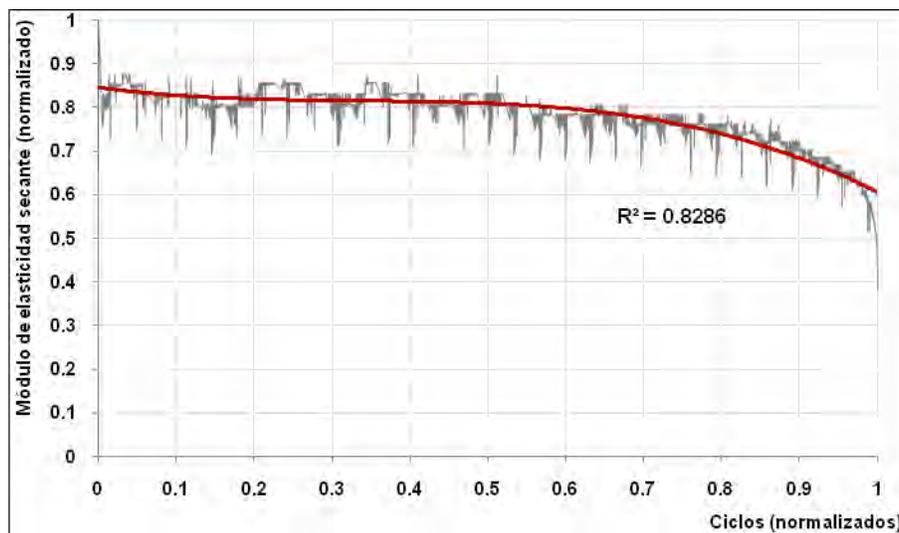


Figura 6.28. Degradación del módulo de elasticidad normalizado “VBA10C90D-8”

En la Figura 6.28 se puede observar que la línea de tendencia corresponde a una ecuación polinómica de tercer grado con el propósito de agrupar la mayor cantidad posible de datos a una ecuación sencilla de trabajar, pero al mismo tiempo permite obtener la desviación estándar a partir del software Excel, desviación que para este caso no resulta de magnitud importante, a pesar de las variaciones que se observan, debido a que la mayor cantidad de datos se encuentran agrupados dentro de la tendencia general.

Ahora la gráfica de la Figura 6.29 mostrará la línea de tendencia normalizada tanto en tiempo como en módulo de elasticidad, correspondiente al espécimen “VBA10C90D-11” y que complementa a la gráfica de la Figura 6.25.

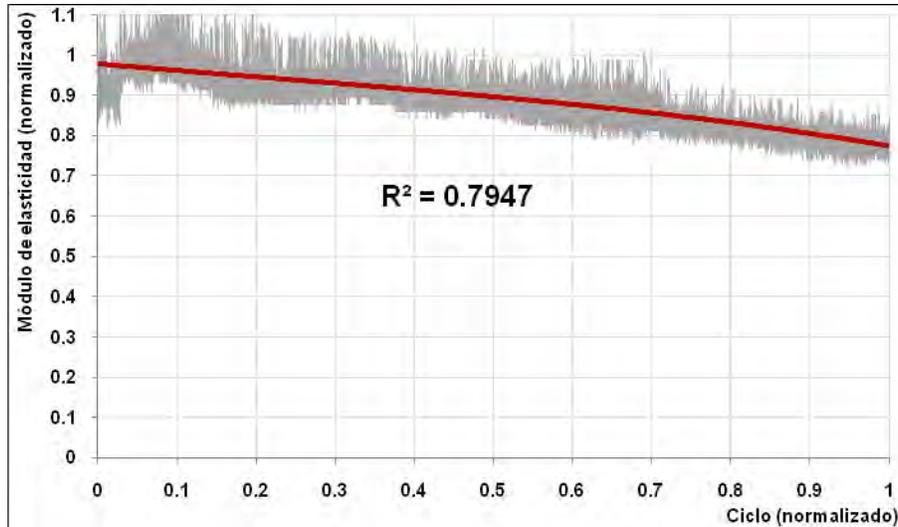


Figura 6.29. Línea de tendencia normalizada para la prueba “VBA10C90D-11”

En la Figura 6.29 es posible identificar el comportamiento general de la degradación del la elasticidad en un material que ha sido sometido a una carga cíclica de baja intensidad, por lo que logró resistir una gran cantidad de ciclos, haciendo énfasis en su comportamiento muy similar al de otros especímenes que resistieron menos ciclos antes de presentar la falla, lo cual permite pensar en un comportamiento general para materiales idénticos y que sean sometidos a una frecuencia de carga similar.

En la Figura 6.30 se presentan la degradación del módulo de elasticidad a través del tiempo (ambos parámetros normalizados) para la prueba “VBA10C90D-12”.

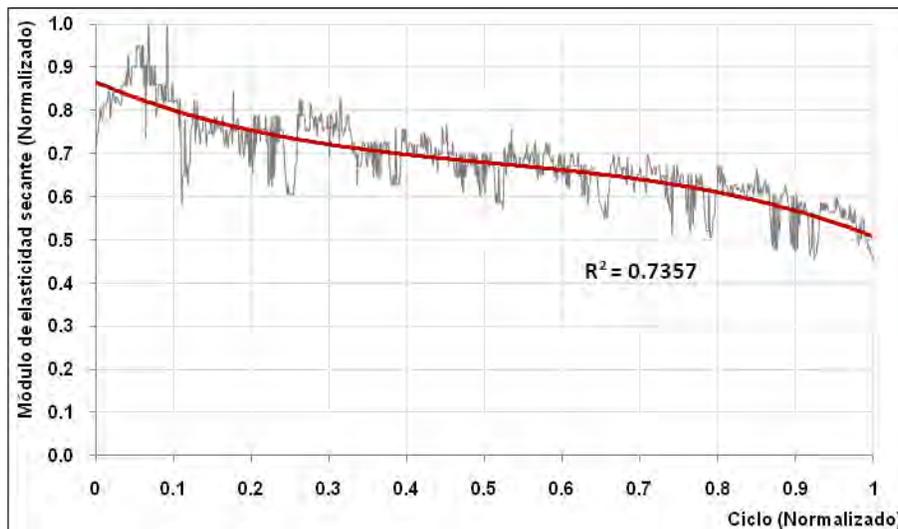


Figura 6.30. Degradación del módulo de elasticidad normalizado “VBA10C90D-12”

En la Figura 6.30 se ha graficado la degradación del módulo de elasticidad a través del tiempo en forma normalizada, con el propósito de poder comparar su comportamiento con el de otras vigas con propiedades similares pero sometidas a una relación de esfuerzo diferente.

La Figura 6.31 corresponde a los datos de la prueba “VBA10C90D-14” misma que fue ensayada a fatiga y en este caso se ha normalizado en ambos ejes (tiempo y módulo de elasticidad secante), con el objetivo de compararla con las otras pruebas de fatiga.

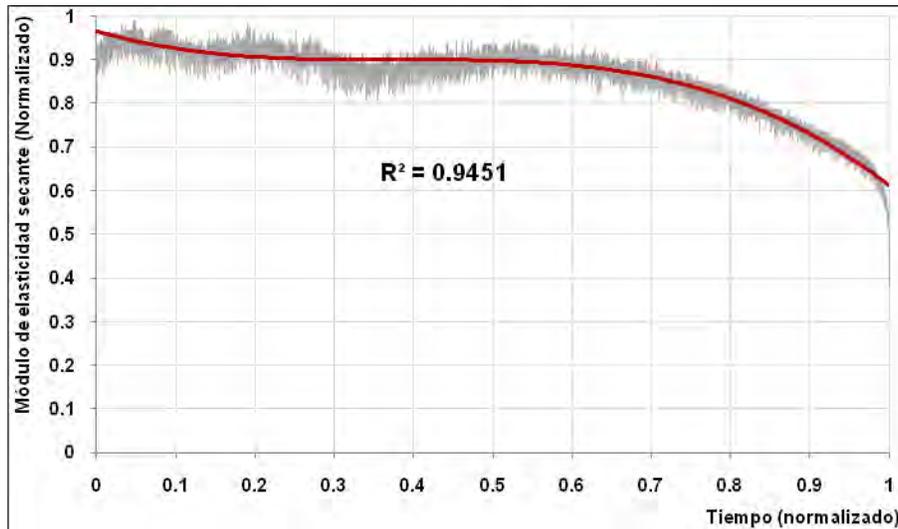


Figura 6.31. Degradación normalizada del módulo de elasticidad “VBA10C90D-14”

Después de normalizar los datos se agruparon las curvas (líneas de tendencia) correspondientes a las cuatro vigas anteriores en un solo gráfico que se muestra en la Figura 6.32.

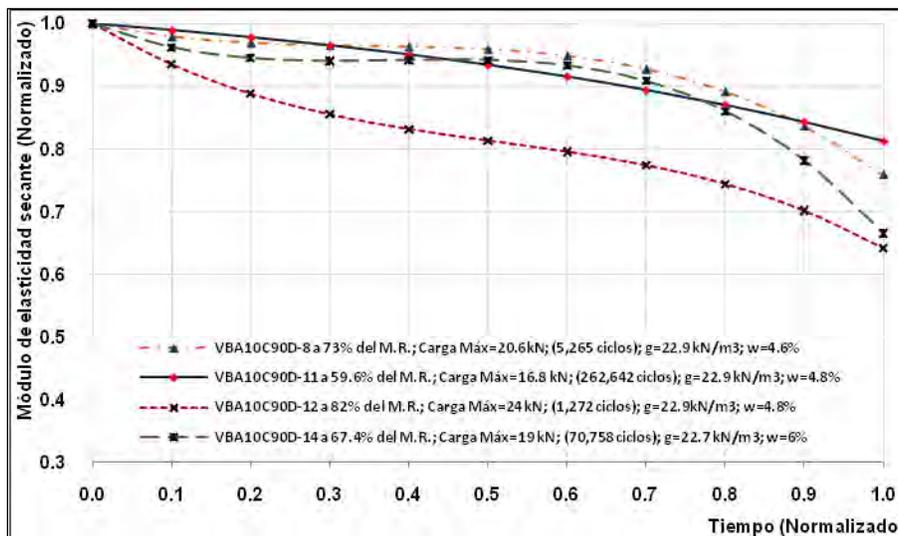


Figura 6.32. Comportamiento general de la degradación del módulo de elasticidad

De la gráfica presentada en la Figura 6.32 se puede observar que las curvas -líneas de tendencia- correspondientes a diferentes pruebas, inician su trayectoria en un valor igual a la unidad y posteriormente ese valor decrece conforme pasa el tiempo con una magnitud diferente para cada una de las pruebas. Sin embargo, el autor considera que la importancia de las curvas no radica en el ajuste de las mismas, sino en la posibilidad de observar la tendencia general de la degradación del módulo de elasticidad en el material, por medio de las curvas que representan las diferentes configuraciones de prueba.

En las curvas de la Figura 6.32 se puede identificar que la degradación más importante del módulo de elasticidad se presenta en los primeros ciclos de carga -hasta aproximadamente un 20%

del número de ciclos a la falla de los diferentes especímenes-, posteriormente continua la degradación con una pendiente ligeramente menor y sin variaciones de magnitud importante -tramo comprendido aproximadamente entre el 20 y 60% del total de ciclos resistidos-, hasta llegar a un tramo donde la degradación incrementa con mayor intensidad entre el 60 y 90% de los ciclos resistidos a la falla y finalmente se identifica una zona comprendida entre el 90% y el 100% de los ciclos la falla del espécimen donde se genera una fuerte degradación del módulo de elasticidad, hasta llegar a la falla.

Por otra parte los resultados correspondientes a la degradación del módulo de elasticidad obtenidos a partir de los especímenes y equipos diseñados en el presente trabajo, requerían ser comparados con otros resultados obtenidos a través de trabajos similares, sin embargo, no fue posible ubicar publicación alguna con características similares debido a que los contenidos de cemento que se adicionaron al material de base fueron mucho mayores, respecto de los porcentajes empleados en otras partes del mundo, por lo que se optó emplear información de otro análisis experimental que se realizaba en ese momento en el Instituto Mexicano del Transporte con un material arcilloso estabilizado con 8% de cemento.

La experimentación se realizó empleando el mismo marco de carga cíclica para aplicar la carga y también se utilizó el mismo dispositivo para adquirir los datos correspondientes a la deflexión, las características del material se muestran en la Tabla 6.22 y debido a que el análisis de resultados se realizó bajo los mismos criterios ya expuestos anteriormente, sólo se mostrarán las gráficas correspondientes a la degradación del módulo de elasticidad, por medio de las Figuras 6.33, 6.34, 6.35, 6.36 y 6.37, donde únicamente se indicará el nivel de esfuerzo aplicado en cada una de las pruebas.

Características del material	
Clasificación	CH
LL (%)	55
LP (%)	30
IP (%)	25
Gravedad Específica	2.59
Limo y arcilla (%)	81.4
Arena (%)	18.6

Tabla 6.22. Características generales del material arcilloso

El primer espécimen de material arcilloso se ensayó a un 90% del módulo de ruptura y un tiempo de curado igual a 90 días, obteniéndose los resultados que se pueden observar en la Figura 6.33 para el comportamiento del módulo de elasticidad secante.

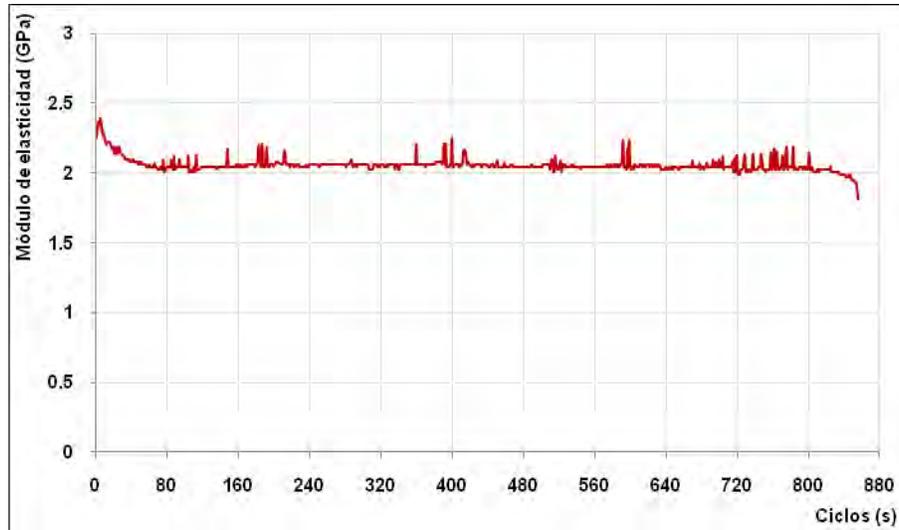


Figura 6.33. Degradación del módulo de elasticidad prueba VAR8C90D-608

A través de la gráfica ilustrada en la Figura 6.33, se puede conocer el desempeño del módulo de elasticidad en un material fino estabilizado cuando es sometido a carga cíclica, mismo que parece sufrir una degradación importante solo al principio y al final de la cantidad total de ciclos a la falla, con un comportamiento muy uniforme en aproximadamente el 80% del número total de ciclos a la falla.

En la Figura 6.34 se muestra el comportamiento de otra viga VAR8C90D-709, elaborada con material arcilloso y estabilizado con cemento, cuando es sometida a fatiga a una relación de esfuerzo igual a 90% del módulo de ruptura, lo que la hace similar al ensaye VAR8C90D-608, sin embargo, a través de las gráficas se podrá identificar que la cantidad de ciclos que resistieron ambos especímenes, difiere en una relación aproximada de 12:1 entre la primera y la segunda, lo cual es un efecto muy propio de la fatiga y más aún de especímenes que son elaborados con materiales heterogéneos desde un punto de vista microscópico.

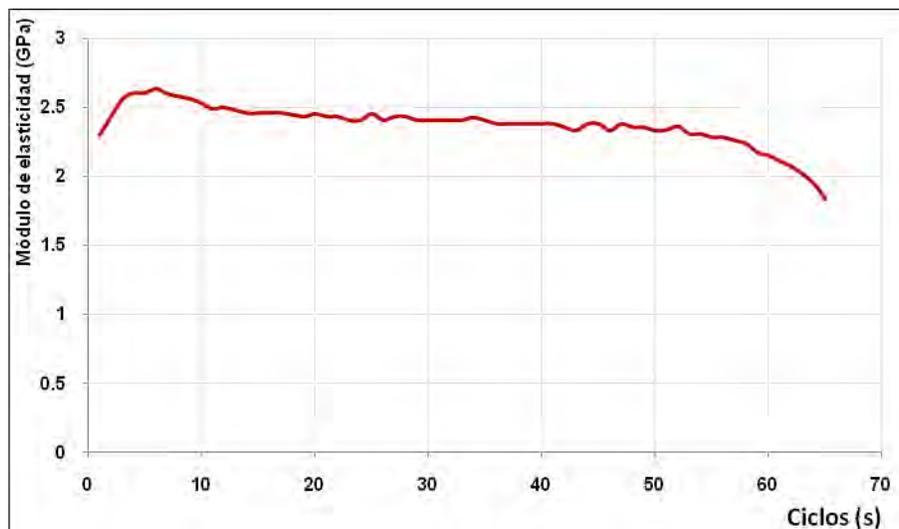


Figura 6.34. Degradación del módulo de elasticidad secante de la prueba VAR8C90D-709

La Figura 6.35 muestra los resultados de otra viga idéntica en elaboración y método de prueba, con la variante del nivel de esfuerzos puesto que se sometió a un 70% del módulo de

ruptura, con lo que se obtuvo una mayor cantidad de ciclos antes de presentarse la falla, lo cual podría ser el resultado de niveles de deformación menores y por lo tanto mayor tiempo de vida.

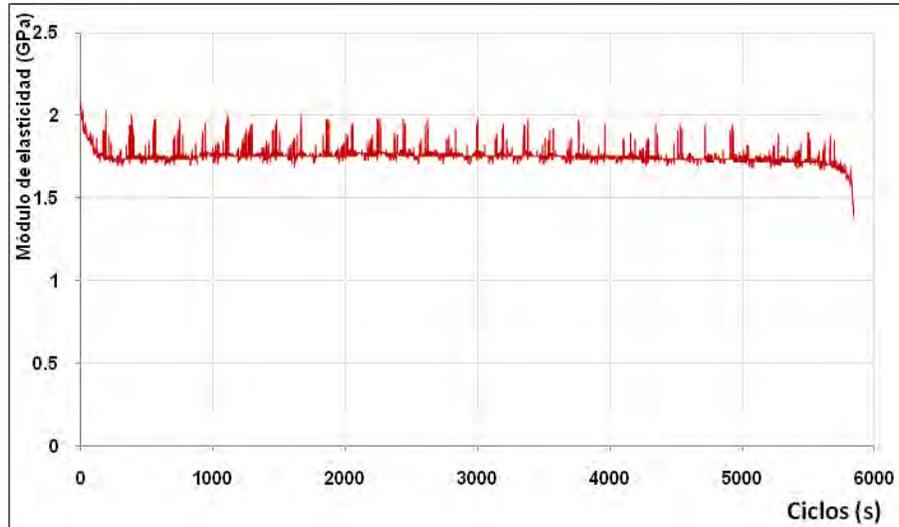


Figura 6.35. Degradación del módulo de elasticidad secante de la prueba VAR8C90D-606

Se continúa observando que el comportamiento de un material fino estabilizado con cemento se degrada intensamente en su módulo de elasticidad durante los primeros ciclos y posteriormente se estabiliza durante la mayor parte de la prueba, hasta llegar a una zona en que su elasticidad decrece rápidamente para dar paso a la falla.

En la Figura 6.36 se han graficado los resultado de otra prueba sometida al mismo nivel de esfuerzos que la mostrada en la Figura 6.34, con lo que se podrá observar de nueva cuenta el comportamiento del material, así como la gran dispersión de resultados que se pueden encontrar en la cantidad de ciclos que puede resistir un espécimen ante el efecto de fatiga.

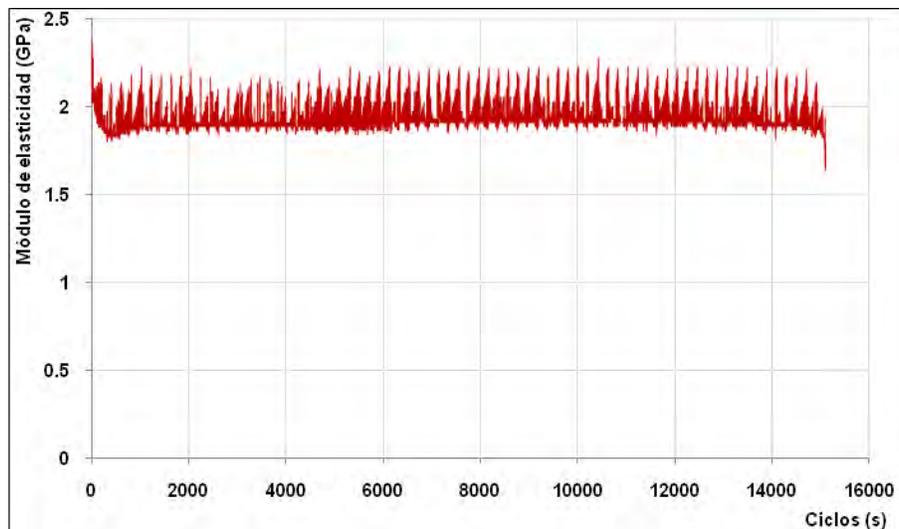


Figura 6.36. Degradación del módulo de elasticidad secante de la prueba VAR8C90D-607

La última prueba realizada a fatiga en especímenes elaborados con material arcilloso, se muestra en la Figura 6.37, prueba que corresponde a un 50% del módulo de ruptura.

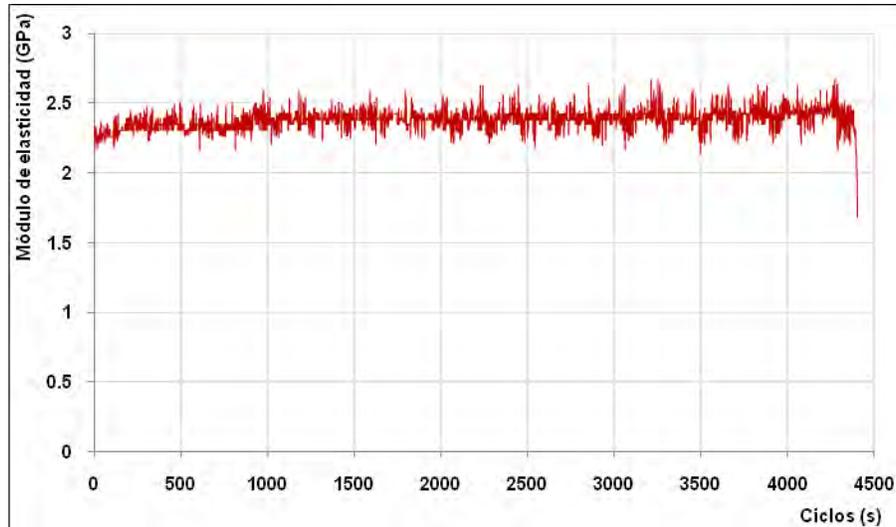


Figura 6.37. Degradación del módulo de elasticidad secante de la prueba VAR8C90D-604a

Para finalizar la presentación de los resultados correspondientes a las pruebas a fatiga realizadas sobre especímenes idénticos a los elaborados con material de base, la Figura 6.38 muestra una gráfica en la que se colocaron las líneas de tendencia correspondientes a cada una de las pruebas ilustradas desde la Figura 6.33 hasta la Figura 6.37, en donde además se incluye una breve descripción de las características de cada una de las vigas elaboradas con un material arcilloso y estabilizado con 8% de cemento.

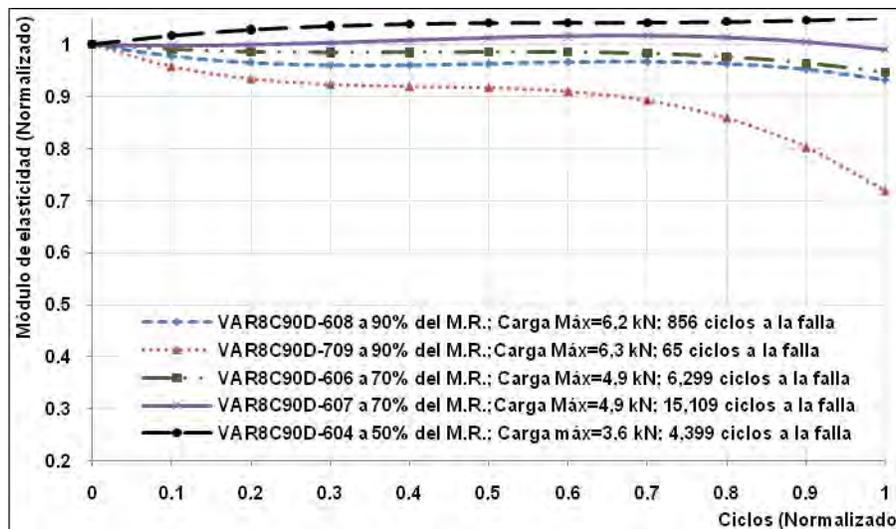


Figura 6.38. Degradación del módulo de elasticidad por carga cíclica normalizado

La gráfica de la Figura 6.38 que muestra las curvas -líneas de tendencia- normalizadas tanto en el eje de las abscisas [tiempo "ciclos"] como en el eje de las ordenadas [módulo de elasticidad secante], permite observar la tendencia general del material estabilizado ante el efecto de fatiga, esto en función de la degradación del módulo de elasticidad.

Las curvas de la Figura 6.38 parten de un valor que teóricamente equivale al cien por ciento del módulo de elasticidad [22.7 GPa promedio de los especímenes empleados para el presente análisis] y a partir de ese punto comienza a describir una ligera reducción de sus propiedades

mecánicas -módulo de elasticidad- aproximadamente hasta un 20% del número de ciclos a la falla, para después continuar su desarrollo a través del tiempo en forma muy estable con una trayectoria casi horizontal lo cual se podría interpretar como un tramo de alta elasticidad puesto que no acumula deformaciones importantes que originen cambios en el módulo de elasticidad, hasta aproximadamente un 80% de la cantidad de ciclos que resiste el material, para después volver a mostrar un desarrollo tendiente a la degradación del módulo elástico, donde esa disminución de la magnitud resulta importante, hasta llegar a una zona donde el módulo decrece abruptamente en muy pocos ciclos y el material presenta la falla.

El comportamiento general del material se relaciona en gran medida con el tipo de deformaciones que permite la arcilla una vez que se encuentra estabilizada, misma que registra su mayor deformación dentro de los primeros ciclos y posteriormente se mantiene casi constante como se puede observar en la Figura 6.39, donde se ha graficado el avance de la deformación a medida que se aplica la carga en forma de rampa, la prueba corresponde a una viga ensayada a módulo de ruptura, pero únicamente es con el fin de proporcionar la evidencia del comportamiento encontrado en las diferentes pruebas.

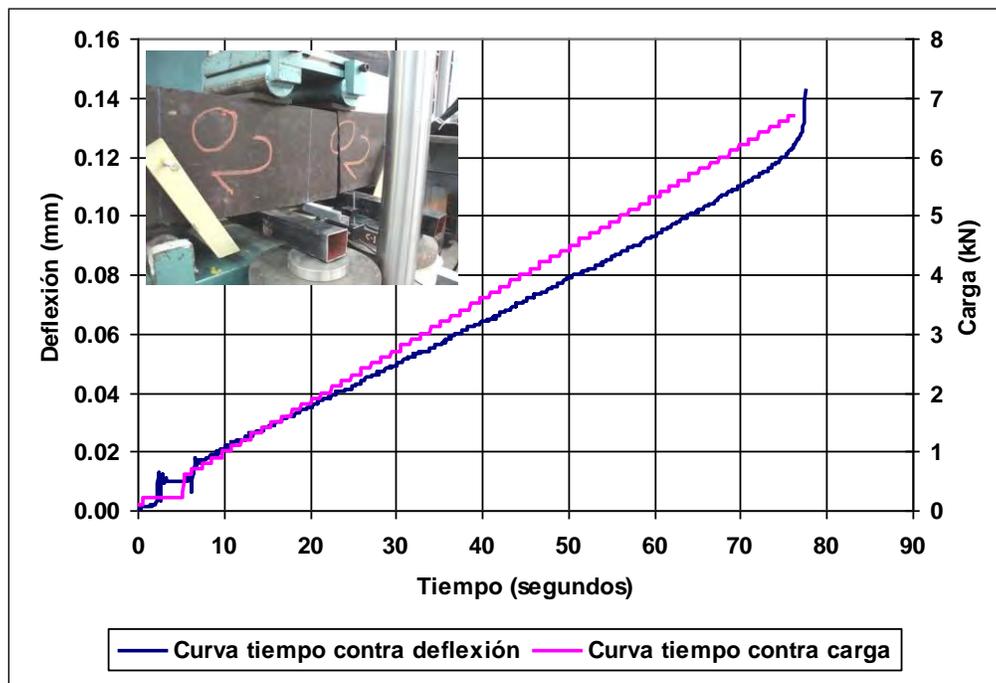


Figura 6.39. Deformación del material al aplicarse carga

El efecto de elasticidad antes mencionado, podría ser resultado de la reacción que genera el cemento como agente estabilizador del material arcilloso, puesto que el cemento además de aportar cohesión entre las partículas, cambia el comportamiento del material a un comportamiento tipo dúctil a uno de tipo frágil debido a la fuerza que logra desarrollar. Comportamiento que se puede identificar por medio del tipo de falla, la cual se presenta bajo niveles de deformación muy bajos y en muy pocos ciclos -2 al 4% del total de ciclos a la falla- trayendo consigo el beneficio de evitar la acumulación de deformaciones, pero al mismo tiempo el inconveniente de reducir la posibilidad de estimar el momento en que se presentará la falla, lo cual aunado a que el tipo de material es de granulometría fina, este podría continuar fragmentándose en forma acelerada y más aún si existieran altos contenidos de humedad, por lo que será importante que desde el diseño de las capas donde se utilicen materiales de este tipo, se proponga la aplicación de niveles de esfuerzo reducidos a pesar de existir un proceso previo de estabilización, además de requerir procesos adicionales como es la impermeabilización del material entre otros, para evitar condiciones críticas que pudieran conducir al material de esa capa a la falla y por ende a la del pavimento.

Debido a que en la primera experimentación comparativa únicamente cambió el tipo de material por una arcilla, pero se utilizó el mismo estabilizante -cemento- y las mediciones de la deflexión presentaron un comportamiento similar al que se presentó cuando se ensayaron especímenes elaborados con material de base, se planteó la posibilidad de realizar otra serie de pruebas en donde fundamentalmente se cambiara el equipo, con el objeto de poder obtener un tercer punto de comparación para analizar los resultados además de identificar las diferencias del comportamiento para diferentes materiales ante el efecto de fatiga, aunque siempre sería el material de base en el que se centraría la atención total.

El propósito antes mencionado se logró durante una estancia de investigación que el autor realizó en el Centro de Estudios y Experimentación de Obras Públicas (CEDEX) en Madrid, España, donde fue posible realizar pruebas a fatiga, empleando un material distinto en dimensionamiento, nivel y frecuencia de carga, pero sobre todo con un equipo diferente (específico para fatiga y de última generación), para analizar fundamentalmente la información correspondiente a la medición de la deflexión, además de la degradación del módulo de otro material.

El material empleado fue una mezcla asfáltica modificada y enriquecida con otros químicos, el resto de la información no es posible manifestarlo puesto que son políticas de confidencialidad propias de aquella institución europea y el empleo de esta información sólo fue autorizada con un carácter puramente didáctico.

Los especímenes ensayados contaban con una geometría prismática de sección transversal con una geometría cuadrada y constante, relación 10:1 entre largo y ancho, el agregado incluido en el material era de tipo granular producto de trituración (machaqueo) y origen ígneo, las barras fueron extraídas de tramos de pavimentos donde interesaba, estudiar el efecto de fatiga y por lo tanto se mantenían dentro de una cámara con temperatura controlada como se muestran en la Figura 6.40.



Figura 6.40. Barras prismáticas para realizar ensayos a fatiga

El equipo con el que se realizaron las pruebas es de origen inglés y según manifestó el personal de la institución es de última generación. El equipo se encontraba dentro de una cámara con temperatura controlada para evitar variaciones en los resultados por efecto de gradiente térmico entre el ambiente y los especímenes, protección que fundamentalmente busca evitar variación en las lecturas de los instrumentos de medición, puesto que por la gran sensibilidad con

que cuentan los sensores, se podrían generar lecturas erróneas si existen cambios de temperatura.

El procedimiento para realizar la prueba comenzó con la colocación de la barra dentro del equipo, el cual cuenta con dos mordazas que lo sujetan en los extremos, lo cual generan un efecto similar al de un empotramiento en los extremos de las barras, posteriormente a través del software se introduce la configuración de la prueba y por medio de dos pistones neumáticos se aplica la carga en el tercio medio de la barra, tal como se puede observar en la Figura 6.41.



Figura 6.41. Equipo inglés para pruebas a fatiga

La medición de la deflexión realizada por el equipo inglés, resultó un aspecto de gran importancia para el autor, puesto que en función de la correcta medición de las deformaciones generadas en los materiales se podrán calcular adecuadamente sus propiedades mecánicas. En el caso particular del equipo inglés la medición de la deflexión de los especímenes se obtiene por medio de un LVDT de alta resolución colocado dentro de un soporte de aluminio, mismo que se muestra en la Figura 6.42a, el cual se coloca simplemente apoyado sobre la parte superior de la barra sometida a carga cíclica como se puede observar en la Figura 6.42b, sin embargo el soporte se ubica en una zona de la barra donde es posible que se esté generando un desplazamiento como resultado de la deformación que origina la carga, observación que se comentó con el personal del laboratorio y se planteó la interrogante, sin llegar a una mayor discusión al respecto.

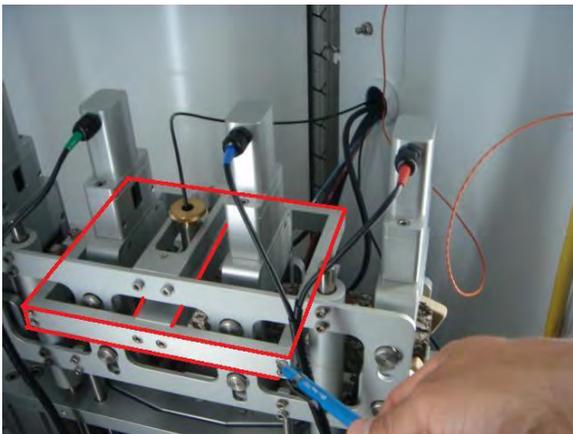


Figura 6.42a. Soporte de LVDT



Figura 6.42b. Apoyos del soporte

Los resultados obtenidos de las pruebas, mismas que se realizaron a niveles de carga muy parecidos entre sí, se muestran en las gráficas de las Figuras 6.43, 6.44, 6.45, 6.46 y 6.47, en las que se indica la degradación del módulo de elasticidad en términos de MPa a través del número de ciclos que le fueron aplicados (sin que se haya presentado la falla, puesto que no eran pruebas destructivas).

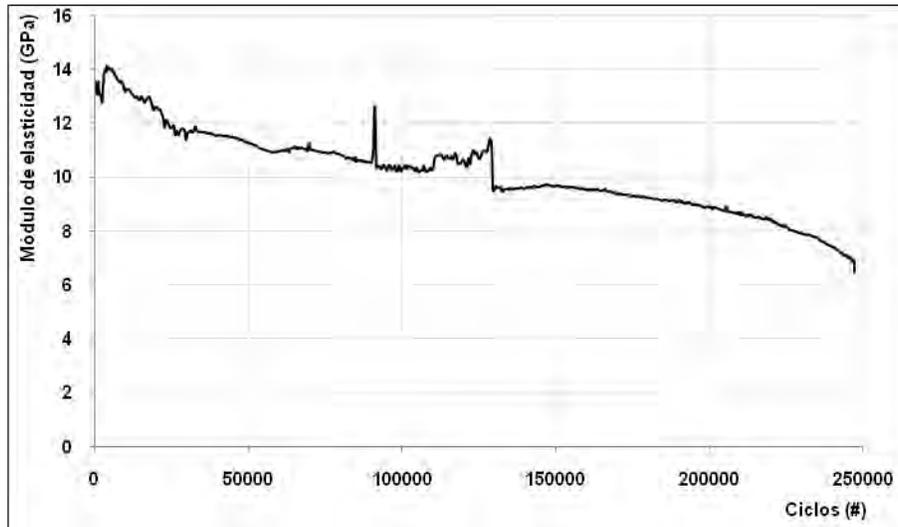


Figura 6.43. Barra sometida a 1.26 kN

En la Figura 6.43 se observa la degradación paulatina del material después de haber presentado un aparente incremento en su módulo de elasticidad, lo cual podría ser causa de un endurecimiento por deformación, mismo que con el paso de los ciclos se pierde e incluso muestra una caída más intensa de su rigidez.

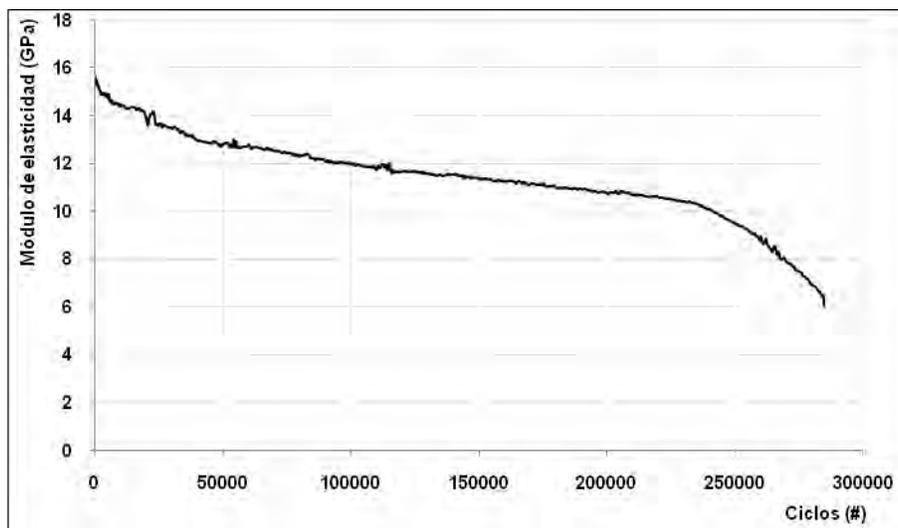


Figura 6.44. Barra sometida a 1.27 kN

La Figura 6.44 muestra una sucesión de puntos que permite conocer el módulo de elasticidad que presenta el material en diferentes instantes de tiempo, con un comportamiento decreciente a todo lo largo de la prueba.

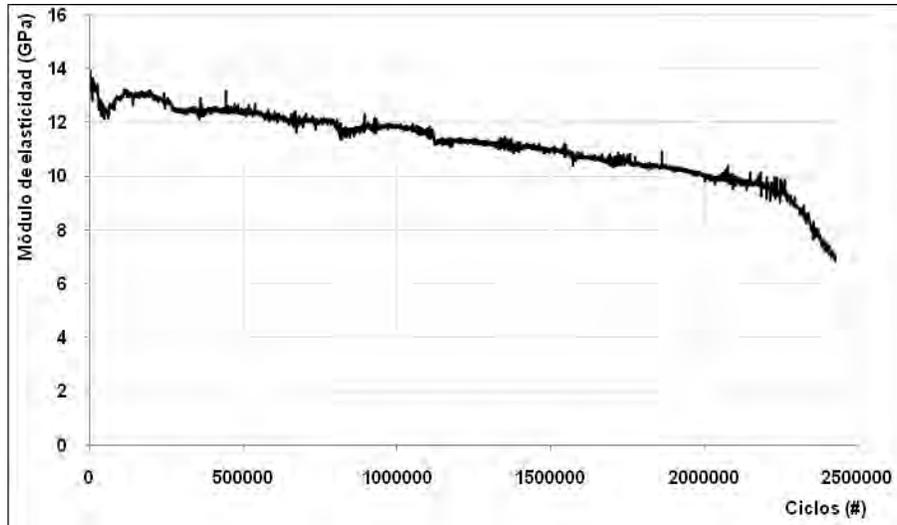


Figura 6.45. Barra sometida a 0.92 kN

La Figura 6.45 también corresponde a una prueba a fatiga, donde se puede apreciar que la degradación de las propiedades mecánicas del material son continuas a lo largo de la prueba, pero con un comportamiento algo más estable que las anteriores y la reducción de mayor magnitud se presenta en la parte final de la curva, también cabe mencionar que en este tipo de materiales la variabilidad de los ciclos que pueden resistir ante un mismo nivel de esfuerzos es incierta, pues a pesar de que las pruebas reportadas en las Figuras 6.44 y 6.45 fueron sometidas a un nivel de carga muy similar, cada una de las pruebas resistió una cantidad de ciclos diferente.

La Figura 6.46 corresponde a los resultados de otra barra de material asfáltico ensayado a fatiga.

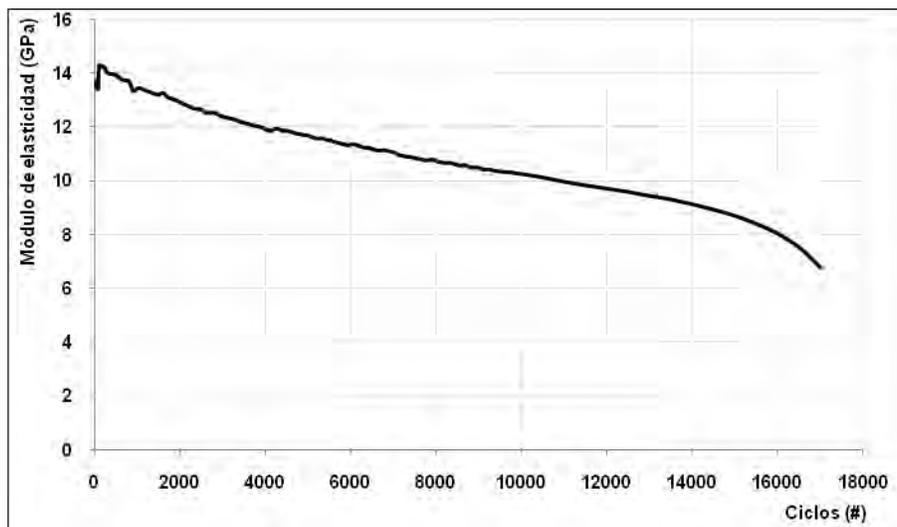


Figura 6.46. Barra sometida a 1.82 kN

De nueva cuenta se observa que al inicio de la prueba, el material pareciera incrementar su módulo de elasticidad durante un breve instante de tiempo para después continuar con una trayectoria generalizada y ligeros cambios hasta la falla del material.

La última prueba de material asfáltico que se reporta dentro del presente capítulo se observa en la Figura 6.47, con un desarrollo de la curva que en general sigue la misma tendencia de las

anteriores pruebas, bajo la acción de un nivel de carga muy similar, pero de nueva cuenta presentando variación en la cantidad de ciclos que resiste.

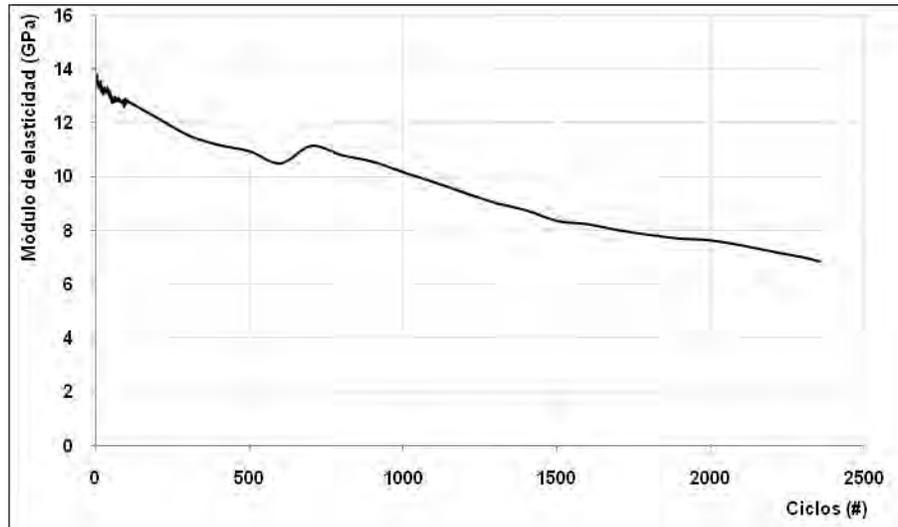


Figura 6.47. Barra sometida a 1.85 kN

Siguiendo el mismo procedimiento que en las pruebas anteriores a fatiga realizadas sobre materiales estabilizados (base y arcilla), se muestra el resumen de las gráficas correspondientes a una mezcla de asfalto y agregado pétreo, a través de líneas de tendencia que corresponden a cada una de las pruebas, las cuales se muestran en la gráfica de la Figura 6.48.

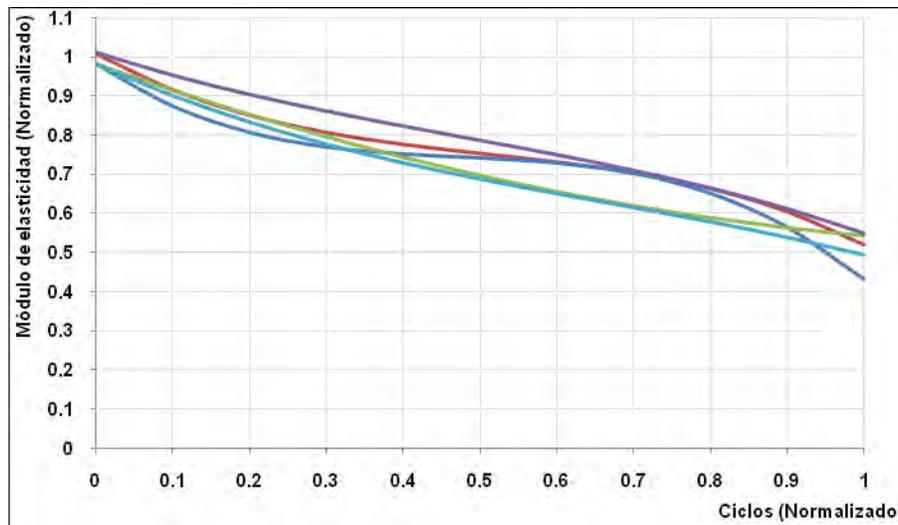


Figura 6.48. Degradación de módulo de elasticidad normalizado (carece de información para cubrir el esquema de confidencialidad)

De la Figura 6.48 se puede observar que a diferencia del material de base estabilizado con cemento, la degradación del módulo de elasticidad se genera en forma casi continua a lo largo del tiempo de vida del material, degradación que avanza sin encontrar una zona que se pueda definir como estable en su comportamiento, muy posiblemente esto sea el resultado de la plasticidad del material, además de la influencia que pueda tener la frecuencia con que se aplica la carga (10 Hz), misma que podría inhibir la recuperación elástica del material.

Después de analizar tres diferentes materiales que fueron sometidos a carga cíclica, se puede concluir que las propiedades mecánicas de los tres materiales son degradables a través del tiempo, sin embargo, se observa que la velocidad de degradación varía en cada uno, puesto que en el material de base estabilizada, se observa una ligera degradación al inicio, posteriormente se estabiliza y después del 60% del número de ciclos decrece con mayor velocidad, el asfalto se degrada permanentemente y el suelo cemento varía muy ligeramente respecto de su módulo inicial, tal como se muestra en la Figura 6.49.

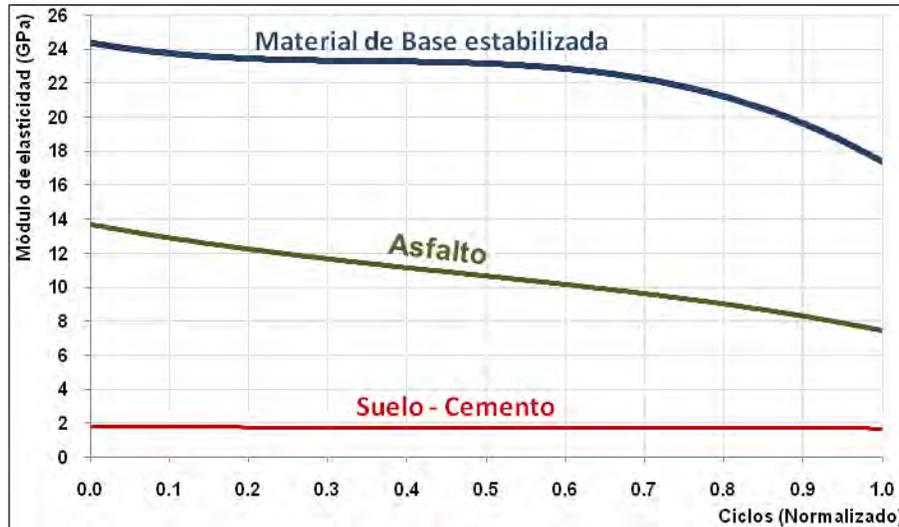


Figura 6.49. Degradación típica de materiales empleados en la construcción de pavimentos (asfalto, base y suelo cemento)

Con base en la observación de los datos obtenidos de las pruebas y resultados, pero más aún en base a las similitudes encontradas en la metodología de análisis tanto para las pruebas realizadas en material granular, fino y asfáltico, el autor encontró la posibilidad de continuar suponiendo correcto el proceso empleado para elaborar los especímenes, además del adecuado desempeño de los equipos destinados a la experimentación, además de considerar apropiados los criterios empleados para realizar el análisis de los datos obtenidos de la parte experimental, puesto que resultan similares a los empleados dentro de los círculos ingenieriles de la comunidad europea.

6.3.5. Falla de las vigas ensayadas a fatiga

Se presenta en el material como resultado de una combinación crítica de todos los efectos anteriormente descritos y en laboratorio se identifica a través de la generación de una nueva superficie -fragmentación de un cuerpo monolítico en dos fracciones de dimensiones similares entre sí- en forma idéntica a la que se muestra en la Figura 6.50, sin embargo, para el material que se encuentra formando una capa -base en este caso particular- la falla implica una condición detonante para una serie de efectos tendientes a perder la capacidad estructural de la capa así como de la carpeta y no el colapso total del pavimento.

Esa resistencia [residual del material] que impide un avance acelerado de falla generalizada en el pavimento, fundamentalmente es resultado del soporte que proporcionan las capas ubicadas debajo del material que se ha fragmentado -base estabilizada-, además de la resistencia por fricción que se producirá entre las dos nuevas superficies como se muestra en la Figura 6.51, sin embargo, tanto el soporte de la capa inferior como la fricción del material disminuirán a través de la aplicación de cargas cíclicas, de ahí la importancia de utilizar materiales granulares y resistentes para construir la capa base.



Figura 6.50. Ruptura de una viga sometida a carga cíclica

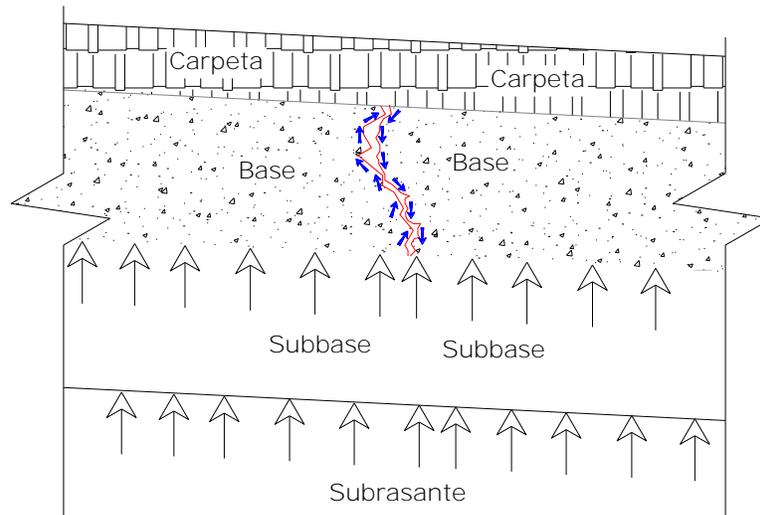


Figura 6.51 Soporte de capas inferiores y desarrollo de resistencia por fricción

La ruptura de los especímenes ensayados en la experimentación siempre presentó un comportamiento predominantemente elástico (recuperable), lo cual se pudo determinar a través de las gráficas de deformación plástica, pues el material no presentaba una acumulación importante de ese tipo de deformación, ni siquiera en las zonas próximas a la falla, pero además se pudo observar que un alto porcentaje de la falla en el interior del material era de tipo transgranular, lo cual se puede apreciar en la imagen de la Figura 6.52 y la falla tipo intergranular presentó un porcentaje mínimo, mismo que muy posiblemente podría ser el resultado del proceso de compactación de los especímenes. La magnitud de ambos efectos se intentó calcular por medio de fotografías que posteriormente serían sometidas a un proceso fractal, sin embargo, debido a la apariencia del material resulta muy complejo realizar el análisis por lo que ese fenómeno se deberá investigar cuando la tecnología para el análisis de imágenes haya alcanzado la calidad necesaria.

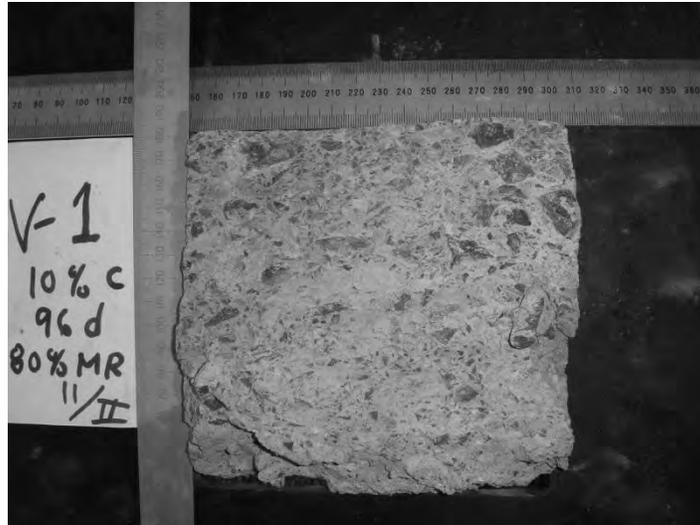


Figura 6.52. Falla transgranular en los especímenes estabilizados con cemento

Otra de las observaciones efectuadas al material fallado fue la identificación de las diferentes formas en que se formaron las nuevas superficies en el material, las cuales quizás estaban relacionadas con la distribución del material o a consecuencia de grietas preexistentes, tanto en el interior como en la periferia de las vigas, la Figura 6.53 muestra una vista en elevación del tipo de falla más comúnmente presentado en los especímenes.



Figura 6.53 Ruptura típica de las vigas estabilizadas con cemento

La totalidad de las vigas presentaron la falla dentro del tercio medio y la mayoría en una zona muy cercana a la comprendida entre los 21 y 24 cm a partir de un extremo, que resulta muy próxima al centro de la viga, lo cual se puede verificar en la Tabla 6.23.

Espécimen	Distancia (cm)	Espécimen	Distancia (cm)	Espécimen	Distancia (cm)	Espécimen	Distancia (cm)
VBA8C28D-2	22	VBA10C28D-2	22	VBA8C90D-3	22	VBA10C90D-1	21
VBA8C28D-3	22	VBA10C28D-3	22	VBA8C90D-6	21	VBA10C90D-2	22
VBA8C28D-5	21	VBA10C28D-5	22	VBA8C90D-7	22	VBA10C90D-5	22
VBA8C28D-6	20	VBA10C28D-6	20	VBA8C90D-8	24	VBA10C90D-6	23
VBA8C28D-8	22	VBA10C28D-8	20	VBA8C90D-10	21	VBA10C90D-8	22
VBA8C28D-9	22.5	VBA10C28D-11	24	VBA8C90D-11	20	VBA10C90D-9	24
VBA8C28D-12	20	VBA10C28D-14	22	VBA8C90D-12	20	VBA10C90D-10	22
VBA8C28D-14	20	VBA10C28D-15	22	VBA8C90D-13	21	VBA10C90D-11	23
VBA8C28D-15	25.5			VBA8C90D-15	21	VBA10C90D-14	23
				VBA8C90D-16	22	VBA10C90D-15	22
				VBA8C90D-17	22		
				VBA8C90D-18	21		
				VBA8C90D-19	22		
				VBA8C90D-20	22		

Tabla 6.23. Distancia de la falla en las vigas sometidas a fatiga

Resulta poco prudente atribuir a una cantidad reducida de factores [dos o tres] la falla del material, pues en definitiva no depende sólo de algunos cuantos, sino de una gran cantidad, pero sí es posible mencionar los que mayormente influyen al proceso, entre los que el autor considera principalmente al procedimiento de elaboración que genera la rotura anticipada de las partículas al aplicar niveles tan altos de energía [pero necesarios para lograr el objetivo] y la generación de planos de debilidad por donde fluyen las grietas que ocasionan la falla de los especímenes como resultado de la compactación por capas lo cual se puede ver en la Figura 6.54, donde la falla del material se propagó a través de lo que se puede observar como una capa de material.



Figura 6.54. Falla de un espécimen a través de un plano de falla predefinido

Otro factor que el autor considera importante en el proceso que lleva a la falla al material, está relacionado con el bajo volumen de agua que se incorpora a la mezcla de material, puesto que debido a la acción propia del cemento que demanda agua, se generan microfisuras como resultado de la deshidratación que se presenta en el interior del material, pues aún cuando se encuentra en un cuarto de curado, la acción del agua sólo resulta efectiva en la periferia del espécimen y ese efecto de contracción hidráulica tendrá mayor repercusión en campo, puesto que el volumen de material es mucho mayor, el mezclado del material no se puede controlar con la misma eficacia que en laboratorio y las condiciones naturales del clima son variable no controlables.

Es por ello que el autor también propuso la elaboración de una mezcla que en lugar de ser compactada a un peso específico seco máximo con un contenido de agua óptimo -reducido aún al encontrarse cercana a una relación 0.8:1 agua cemento-, se preparará con una relación 1:1 agua-cemento, con lo que si bien se reducirá la resistencia a la compresión simple que podría generar el cemento, es posible que se incremente la resistencia a la fatiga de los especímenes como resultado de un menor grado de prefisuración, debido a que la mezcla ahora contará con el agua suficiente para hidratar al cemento.

El primer paso para modificar el contenido de agua en la mezcla comenzó con la búsqueda del óptimo para la relación agua-cemento y debido a que se esperaba obtener una especie de concreto pobre, se utilizó el manual del Instituto Mexicano del Cemento y del Concreto denominado "Proporcionamiento de mezclas (concreto normal, pesado y masivo)" editado en 1993 donde se encontró una metodología aplicable a concreto, pero debido a la diferencia en granulometrías, fue necesario establecer en forma un tanto arbitraria algunas hipótesis al respecto, con lo que se logró definir un valor de revenimiento que funcionaría como control temprano y posteriormente los ensayos para determinar la resistencia a la compresión simple, sin embargo, cuando se realizó la mezcla, no fue posible realizarla por dos aspectos fundamentales:

- El primero relacionado con la manejabilidad del material para colocarlo dentro del molde, debido a que ahora el material presentaba una consistencia con la que no era posible compactarlo ni tampoco colarlo a volteo dentro del molde.
- La granulometría del material genera una alta permeabilidad que al mismo tiempo produce una superficie específica reducida con respecto a la obtenida de mezclar grava y arena -materiales presentes en el concreto-, factores que evitaban la retención del agua dentro de la mezcla, pero que tampoco permitían la formación de una medida de revenimiento, lo cual se muestra en la Figura 6.55.



Figura 6.55. Cono de revenimiento en material de base

De la Figura 6.55, se puede observar que el contenido de humedad en el material es elevado, al grado tal que el agua se drenaba a través del material, ocasionando que su apariencia fuera brillante sobre las paredes del cono, pero al mismo tiempo se puede observar que la forma del cono inicialmente adoptada por el material no se perdió aún cuando se retiró el molde, por lo cual no fue posible emplear la prueba de revenimiento para controlar un punto óptimo de agua en la mezcla.

Es por ello que se recurrió a la experimentación con diferentes porcentajes de agua para determinar el contenido de agua óptimo, en función de la manejabilidad del material para colocarlo dentro del molde, como se muestra en la Figura 6.56, para lo que se elaboraron diferentes vigas con relaciones de agua muy cercanos entre sí -1:1 agua cemento-, los cuales posteriormente se ensayarían en el marco de carga para determinar su módulo de ruptura, con un procedimiento exactamente igual al empleado para determinar el módulo de ruptura en los especímenes elaborados con material de base estabilizada con cemento.



Figura 6.56. Varillado del material dentro de un molde rectangular

La textura de los nuevos especímenes presentaba mayor uniformidad en la superficie de sus caras (Figura 6.57), por lo que se esperaba una mejor transmisión de la carga que aplicaría el equipo reduciendo la posibilidad de someter la viga a un efecto de torsión como resultado de las irregularidades del material.



Figura 6.57. Textura en las vigas con mayor uniformidad

La determinación del módulo de ruptura fue la única prueba realizada con los especímenes elaborados de la forma antes mencionada, puesto que con ello se podría observar si la resistencia del material estabilizado con cemento se incrementó por medio de la aplicación de un mayor contenido de agua, encontrándose que el comportamiento del material ensayado en prueba fue de

tipo frágil, puesto que el material resistió muy poca carga, al mismo tiempo que presentó deformaciones casi nulas, tal como se puede observar gráficamente en las Figuras 6.58 y 6.59, mismas que corresponden a los especímenes "VCO10C28D-3" y "VCO10C28D-4".

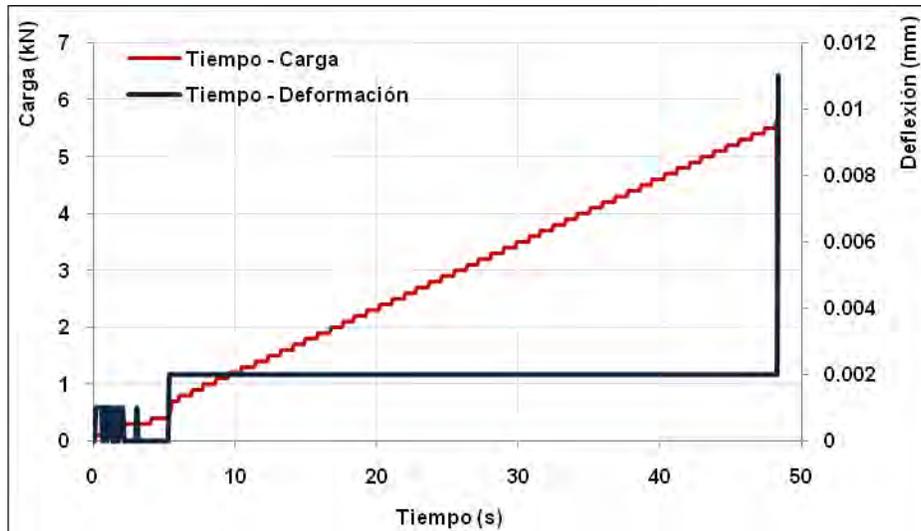


Figura 6.58. Carga-Deflexión obtenido en prueba para determinar módulo de ruptura

A partir de la gráfica de la Figura 6.58, se puede identificar la fragilidad del material ensayado, debido a que durante los primeros instantes en que inicia la aplicación de carga, se presenta variación en la deflexión dentro de un rango muy reducido ($\pm 1 \mu\text{m}$) y posteriormente la carga continúa incrementándose, sin embargo, la deflexión se mantiene sin variación hasta que el material falla, cabe mencionar que el autor se percató de un comportamiento totalmente diferente en la forma de fallar de la viga, respecto de los especímenes elaborados con material de base estabilizada, pues aún cuando ambos materiales presentan una falla frágil, en las vigas elaboradas con mayor cantidad de agua, el sonido que se producía al momento de fallar, fue muy superior y semejante a la fragmentación de un envase de cristal.

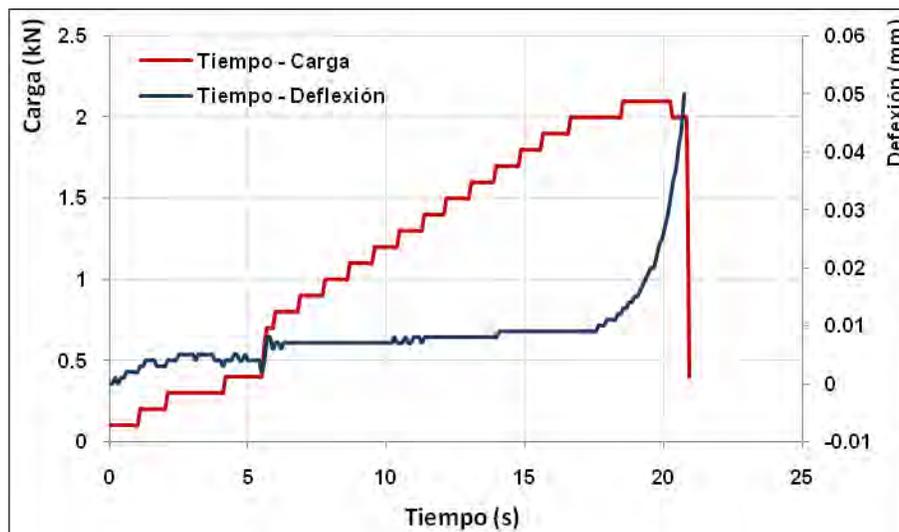


Figura 6.59. Carga-Deflexión obtenido en prueba para determinar módulo de ruptura

La gráfica de la Figura 6.59 muestra un comportamiento similar al que se presentó la gráfica de la Figura 6.58, pues en los primeros instantes de aplicación de carga la deformación fue nula y posteriormente se generó una deformación muy reducida en magnitud hasta alcanzar la falla, estos resultados fueron obtenidos a partir de una mejor instrumentación de los especímenes en lo que se refiere a medición de las deformaciones, puesto que el arnés empleado para colocar los "LVDT" se había corregido en su funcionamiento y mejorado en la mecánica de sujeción, además de contar con la posibilidad de albergar dos medidores de desplazamiento (LVDT), como se muestra en la Figura 6.60.



Figura 6.60. Doble medición de la deflexión en especímenes ensayados en marco de carga cíclica

Debido a que el módulo de ruptura que presentó el material fue muy reducido -inferior a 1 MPa- se ha descartado la posibilidad de mejorar el desempeño del material ante el efecto de fatiga, por medio de la aplicación de un mayor volumen de agua para permitirle al cemento desarrollar una mayor fuerza de cohesión, por lo que se deberán continuar buscando soluciones alternas a tal problema.

6.4. Resistencia a compresión simple de núcleos

Los resultados de las pruebas de resistencia a compresión simple realizadas en núcleos extraídos tanto de los elementos estructurales de una obra en servicio, como de los fragmentos resultantes de una estructura que falló, se han utilizado para correlacionar propiedades mecánicas, que permita estimar el tiempo de vida restante de la estructura o en su caso conocer el origen de la falla de los materiales respectivamente.

Para el caso específico del presente trabajo se utilizaron con el propósito de estimar la homogeneidad del proceso de compactación aplicada en los especímenes ensayados en las diferentes pruebas del trabajo experimental, además de identificar si era posible algún comportamiento específico del material según haya sido la ubicación que presentara en la viga, es decir, buscar si los núcleos que se ubicaban en la zona cercana a la falla -nueva superficie-, presentaban propiedades mecánicas inferiores a las que presentaría un núcleo extraído de alguno de los extremos del espécimen, como resultado de la microfisuración que posiblemente se generó en la zona central de la viga.

Para ello fue necesario extraer núcleos procedentes de los restos de las vigas ensayadas tanto en la prueba a módulo de ruptura como a fatiga y por último de las vigas elaboradas con un

mayor contenido de agua, para lo cual se utilizó un extractor especial que se muestra en la Figura 6.61.



Figura 6.61. Extracción de núcleos procedentes de vigas ensayadas

La extracción fue realizada observando los cuidados propios de los procedimientos de la mecánica de suelos, como son el hecho de mantener en todo momento identificada la orientación de los especímenes para no incrementar variables relacionadas con la orientación de las partículas u otros efectos similares, la verticalidad de la broca durante la extracción, velocidad del taladro de perforación que redujera la posibilidad de generar un efecto de rompimiento adicional a las partículas de la probeta por extraer, entre otros cuidados. Posteriormente los cilindros extraídos fueron cortados en los extremos buscando obtener una superficie perpendicular a la periferia del cilindro y con ello evitar el proceso de cabeceo que impone el uso de un material que en la mayoría de los casos ocasiona un incremento considerable en la magnitud de la deformación con que se calcula el comportamiento elástico del material, pues aunque no sería el objetivo del ensayo, sí se buscaría calcular el módulo de elasticidad.

Posteriormente se etiquetaron los núcleos y se procedió a realizar el dimensionamiento correspondiente para conocer altura, diámetro y peso, fue entonces cuando se encontró la prueba a una de las hipótesis planteadas desde el inicio del trabajo y que se refería al rompimiento de las partículas por medio del proceso de compactación, lo cual se puede apreciar en la Figura 6.62.



Figura 6.62. Rotura de agregado por efecto de la compactación del material

Debido a que el efecto mostrado en la imagen de la Figura 6.58 se presentó en repetidas ocasiones durante el dimensionamiento de los núcleos, esto podría ser utilizado como uno de los argumentos que permitan proponer una hipótesis relativa a cambiar el proceso constructivo de las capas de base estabilizada en lo que se refiere a la compactación, puesto que resulta visible que en los materiales pétreos el empleo de energía -aplicada por medio de impacto- produce el rompimiento prematuro de las partículas, mismas que posteriormente generarán una zona susceptible a la falla o simplemente, se podría acelerar la ruptura del material pues como ya se ha expuesto anteriormente, la aplicación de carga cíclica origina la aparición de grietas, mismas que podrán incrementar sus dimensiones hasta un punto en que el material por su comportamiento elástico no pueda resistir mayor deformación y falle súbitamente.

Las Tablas 6.24, 6.25 y 6.26 muestran los resultados correspondientes a la densidad, carga última que resistió a la falla, área de la sección transversal, resistencia a la compresión simple y por último la desviación estándar de la resistencia, para cada uno de los núcleos que se extrajeron de tres de los especímenes elaborados con material de base estabilizada con 10% de cemento, a partir de los cuales fue posible obtener gráficos referentes a la degradación del módulo de elasticidad a través del tiempo.

	Peso volumétrico	Carga a la falla	Área	Resistencia
Núcleo	γ_m (g/cm ³)	kg	cm ²	kg/cm ²
NBA10C90D-8.1	2.46	6,592	20.21	326
NBA10C90D-8.2	2.5	7,241	20.24	358
NBA10C90D-8.3	2.5	5,890	20.20	292
NBA10C90D-8.4	2.46	7,714	20.22	381
Desviación estándar:				39.0

Tabla 6.24. Resistencia a la compresión simple en núcleos de prueba NBA10C90D-8

	Peso volumétrico	Carga a la falla	Área	Resistencia
Núcleo	γ_m (g/cm ³)	kg	cm ²	kg/cm ²
NBA10C90D-11.1	2.47	7944	20.05	396
NBA10C90D-11.2	2.42	4903	20.16	243
NBA10C90D-11.3	2.48	8138	20.14	404
Desviación estándar:				90.7

Tabla 6.25. Resistencia a la compresión simple en núcleos de prueba NBA10C90D-11

	Peso volumétrico	Carga a la falla	Área	Resistencia
Núcleo	γ_m (g/cm ³)	kg	cm ²	kg/cm ²
NBA10C90D-12.1	2.49	8,514	20.12	423
NBA10C90D-12.2	2.51	8,586	20.17	426
NBA10C90D-12.3	2.48	8,316	20.14	413
Desviación estándar:				6.7

Tabla 6.26. Resistencia a la compresión simple en núcleos de prueba NBA10C90D-12

A partir de los resultados de las pruebas, se puede observar que la resistencia a la compresión simple no presentó variaciones importantes y menos aún la densidad que es otro

parámetro que puede servir para estimar la homogeneidad de los especímenes, por lo que se concluye que las vigas sí fueron elaboradas adecuadamente, sin embargo, la prueba de fatiga por sí misma presenta una gran dispersión en los materiales, inclusive en los que son producidos a partir de procesos industriales y por ello resulta conveniente la instrumentación de los materiales pues solo así se podrá estimar con mayor precisión su tiempo de vida.

6.5. Ley de Fatiga

En este inciso se mostrarán los resultados obtenidos de la etapa experimental a través de cuatro gráficas donde se agrupan los especímenes con características similares tanto en lo que corresponde a tiempo de curado como en el porcentaje de cemento que se aplicó para estabilizar su comportamiento mecánico y posteriormente otras dos gráficas donde se combinarán los resultados de los materiales con un mismo contenido de cemento pero curados a distintas edades, con el propósito de identificar el comportamiento del material en función de dos variables, tiempo de curado y contenido de cemento, en todas las gráficas se ha incluido una línea discontinua que representa la propuesta emitida por la Portland Concrete Association (PCA), con el propósito de establecer un plano de comparación entre la línea de tendencia obtenida para cada uno de los grupos de prueba, sin embargo, no se deberá perder de vista que los materiales son diferentes y se desconocen todas las características del concreto ensayado en las pruebas que permitieron el desarrollo de la línea de referencia.

El primer grupo corresponde a los especímenes estabilizados con 8 y 10% de cemento y curados durante 28 días al interior de un cuarto húmedo con una humedad relativa superior al 95%, las cuales se muestran en las Figuras 6.63 y 6.64 respectivamente.

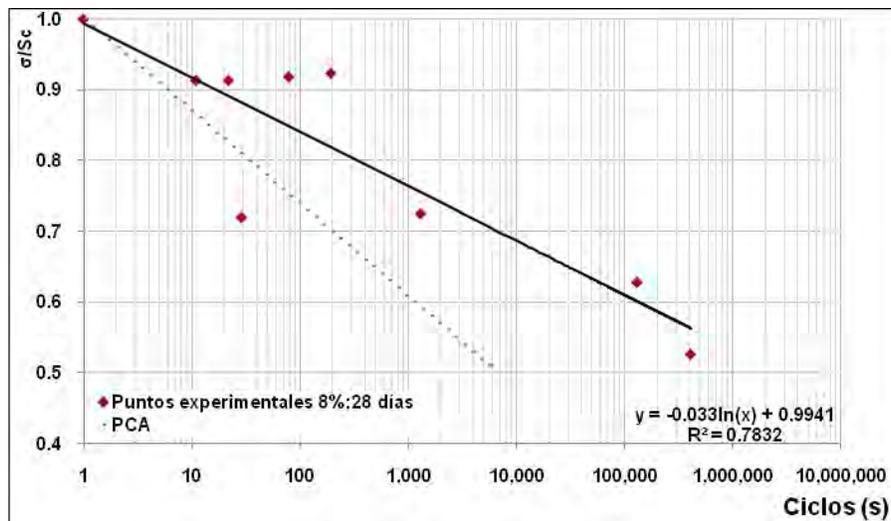


Figura 6.63. Ciclos a la falla en vigas estabilizadas con 8% de cemento a 28 días de curado

La Figura 6.63 indica en el eje de las abscisas el número de ciclos a la falla y lo relaciona con la relación de esfuerzo que es el resultado de dividir la magnitud de la carga cíclica aplicada durante la prueba entre el módulo de ruptura promedio que previamente se obtuvo a partir de vigas gemelas en lo que se refiere a características, además se muestra una línea de tendencia que cumple con una ecuación de tipo logarítmica, misma que se podría emplear para estimar el número de ciclos a la falla en un material similar.

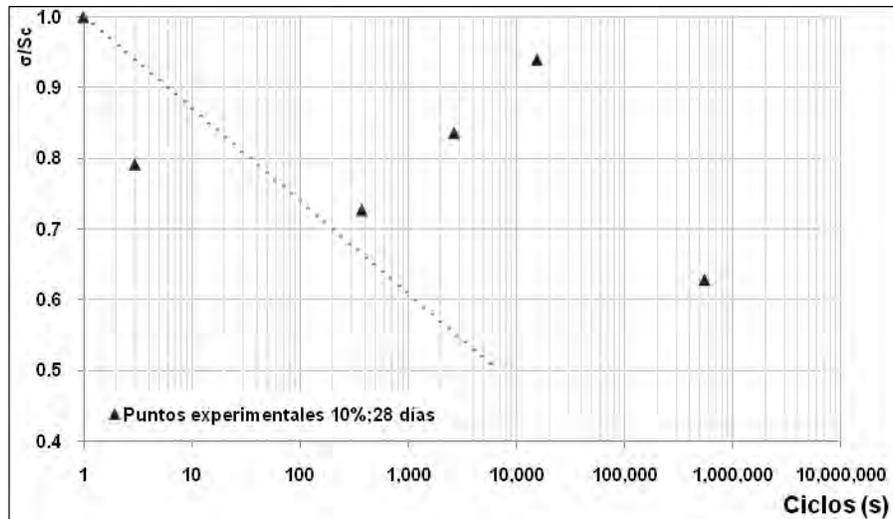


Figura 6.64. Ciclos a la falla en vigas estabilizadas con 10% de cemento a 28 días de curado

La Figura 6.64 muestra los puntos que se lograron obtener por medio de pruebas a fatiga, sin embargo, para esta configuración de prueba no fue posible establecer una línea de tendencia bien definida, por dos motivos relacionados con un reducido número de especímenes ensayados (puesto que para cumplir con los tiempos de curado en los especímenes, parte de las vigas que debieron ser ensayadas después de 28 días, debieron ser aplazadas hasta los 90 días de curado, debido a que el primer grupo de prueba demandó un tiempo mayor al estimado por el autor) y el otro motivo fue la gran dispersión que presentaron los resultados de las pruebas, situación por la cual los datos únicamente serán empleados en combinación con los obtenidos de otro grupo de prueba, que presente un mismo porcentaje de cemento pero con 90 días de curado y así obtener una línea de tendencia que permita estimar el número de ciclos a la falla.

Ahora en la Figura 6.65 se muestran los datos obtenidos a partir de especímenes elaborados con 8% de cemento y curados durante noventa días en cuarto húmedo.

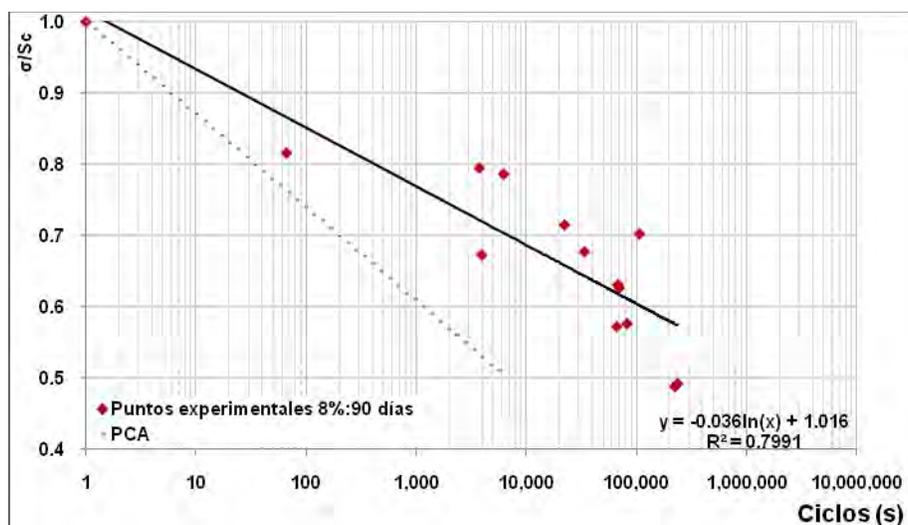


Figura 6.65. Ciclos a la falla en vigas estabilizadas con 8% de cemento a 90 días de curado

En la Figura 6.65 se han colocado los datos correspondientes a la cantidad de ciclos a la falla que resistieron cada una de las vigas ante el efecto de carga cíclica y en esa gráfica se puede identificar un buen comportamiento en los especímenes, además de una baja dispersión en los

resultados, puesto que describen un comportamiento generalizado de resistir una mayor cantidad de ciclos a medida que la relación de esfuerzo disminuye, dentro del gráfico se ha incluido una línea de tendencia con la que se podrá estimar la cantidad de ciclos a la falla, que podría resistir un material que cumpla con las mismas condiciones del material ensayado.

En la Figura 6.66, se podrá observar que la línea de tendencia muestra la menor desviación estándar de las cuatro pruebas, quizás como resultado de un mejor comportamiento en los especímenes, lo cual permite suponer un comportamiento más estable en las vigas que se han estabilizado con 10% de cemento, pero que además se les ha permitido un tiempo de curado igual a 90 días.

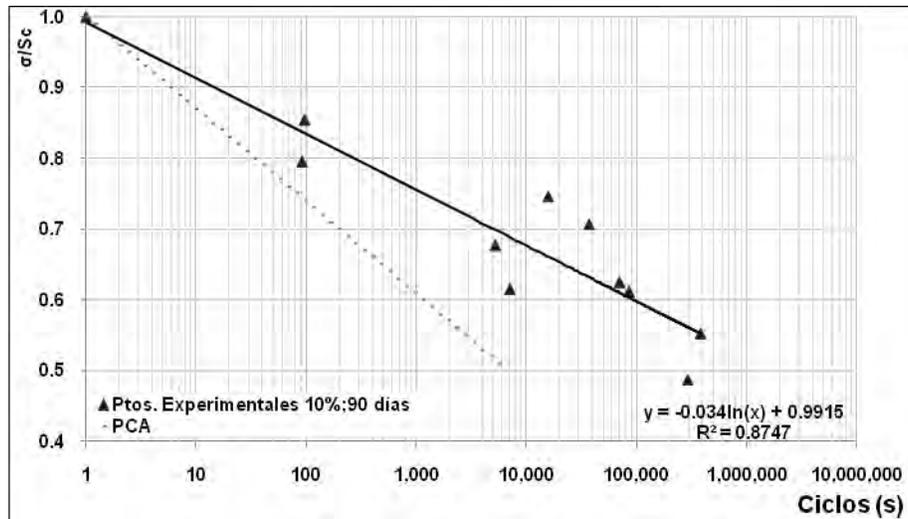


Figura 6.66. Ciclos a la falla en vigas estabilizadas con 10% de cemento a 90 días de curado

A continuación se mostrarán las gráficas que combinan los resultados de los especímenes elaborados con un mismo porcentaje de cemento, pero con diferentes edades de curado, la mezcla de los resultados se realizó con el propósito de obtener una línea de tendencia a partir de una mayor cantidad de puntos, los cuales fueron utilizados para obtener una línea de tendencia que cumpliera con una ecuación que permita estimar con mayor precisión, el número de ciclos a la falla para un material de base estabilizado por medio de agregar 8% de cemento, siempre y cuando sea similar en características al material ensayado en el presente trabajo, además de semejar la metodología de elaboración de los especímenes.

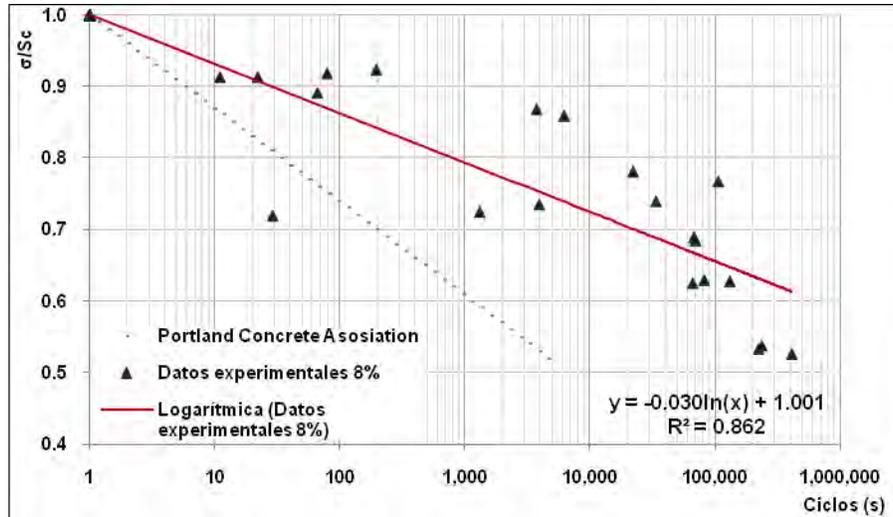


Figura 6.67. Ciclos a la falla en vigas estabilizadas con 8% de cemento a 28 y 90 días de curado

En la Figura 6.67 se han agrupado los datos correspondientes a las vigas elaboradas con 8% de cemento para su estabilización, mezclando los tiempos de curado (28 y 90 días), a partir de los que se obtuvo una línea (roja continua) resultado de optimizar la sumatoria de la diferencia de los cuadrados entre los valores obtenidos experimentalmente y los calculados con una primer línea de tendencia logarítmica, obteniendo la ecuación con las constantes mostradas en el gráfico.

Una segunda línea (gris discontinua) que se observa en el gráfico de la Figura 6.67 corresponde a resultados calculados con la ecuación propuesta por la Portland Concrete Association (P.C.A.) para estimar el número de ciclos a la falla en concreto (desconociéndose las características del material ensayado y metodología de experimentación), la cual solo es referencia de otros trabajos donde se ha estudiado la fatiga de materiales destinados a la construcción de pavimentos.

Como resultado final del análisis efectuado al material de base estabilizado con 8% de cemento se muestra la Ecuación 6.5, la cual resulta de la ecuación mostrada en la ecuación del gráfico 6.66, aproximando el valor de 0.9962 a 1.00, puesto que la diferencia es mínima y cubre la lógica del material que establece que para una relación de esfuerzo igual a uno, el material solamente resistirá un ciclo de carga. A partir de la ecuación 6.5 será posible estimar la cantidad de ciclos que podrá resistir un material de base estabilizado, que cumpla con las condiciones mencionadas anteriormente.

$$\frac{\sigma}{S_0} = -0.030 \ln(N_f) + 1 \tag{6.5}$$

Donde:	Símbolo	Significado	Unidades
	N_f	Número de ciclos a la falla	Adimensional
	E	Exponencial	Adimensional
	σ	Esfuerzo aplicado	Esfuerzo
	S_0	Módulo de ruptura	Esfuerzo

Por último la Figura 6.68 muestra la combinación de los resultados obtenidos en un material con 10% de cemento y dos tiempos de curado diferentes, lo cual se ha realizado con un propósito idéntico al que se buscaba en la gráfica anterior, sin embargo en esta gráfica se ha encontrado un mejor ajuste de la línea de tendencia, lo cual podría indicar que los materiales estabilizados con un

mayor porcentaje de cemento presentan un comportamiento mejor definido ante el efecto de fatiga con respecto de un mismo material estabilizado con 8% de cemento, sin embargo esa podría ser una hipótesis de poco fundamento, ya que se requiere una mayor cantidad de datos y configuraciones de prueba para aseverarlo.

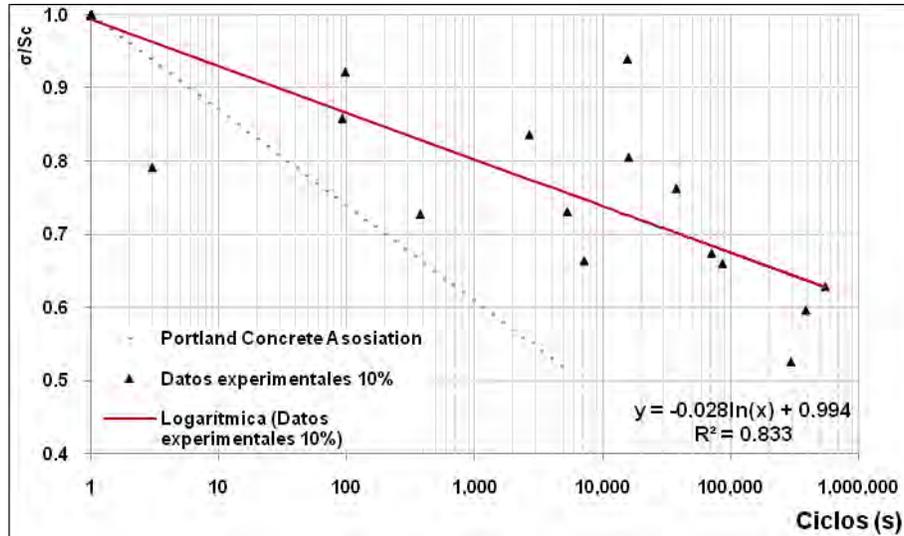


Figura 6.68. Ciclos a la falla en vigas estabilizadas con 10% de cemento a 28 y 90 días

La ecuación 6.6 se ha obtenido a partir de los puntos experimentales combinados de la Figura 6.68 y con la cual se podrá estimar la cantidad de ciclos a la falla que podrá resistir un material cuando sea sometido a ciclos de carga y descarga.

$$\frac{\sigma}{S_0} = -0.028 \ln(N_f) + 1.0 \quad [6.6]$$

Capítulo 7

CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

Debido a que el presente trabajo se integró por medio de investigaciones de gabinete y pruebas de laboratorio fue posible obtener una gran cantidad de información procedente de fuentes bibliográficas así como de los procesos experimentales llevados a cabo en laboratorio. Además, se tuvo la oportunidad de conocer los trabajos que se realizan en laboratorios de España, los cuales se encuentran equipados con infraestructura especializada en el estudio de los materiales empleados en la construcción de pavimentos lo cual les permite realizar investigaciones de vanguardia, sin embargo, lo realmente satisfactorio de esas visitas radicó en el hecho de confirmar las capacidades técnicas de los ingenieros mexicanos, mismos que han logrado estudiar y resolver problemas de actualidad a través del desarrollo de equipos o adecuación de los equipos genéricos empleados para otro tipo de pruebas, obteniendo resultados similares a los que se adquieren por medio del empleo de equipos fabricados por empresas con gran reconocimiento.

A continuación se presentan las conclusiones más importantes derivadas del trabajo presentado, en el concepto que estas se listaran buscando seguir el orden cronológico de los trabajos experimentales, sin embargo, en algunos casos se alteró ese orden con el propósito de facilitar la comprensión de los mismos y más aún en el caso de la primera conclusión por la importancia de la misma.

Conclusiones

1. **La falla por fatiga de un material de base estabilizado con cemento es inevitable, pero sí aplazable tanto como sea necesario**

El material de base estabilizado cambia su comportamiento de uno que se podría representar como dúctil (por su capacidad de resistir grandes esfuerzos mientras permite deformaciones importantes), hacia un comportamiento de tipo frágil (resistiendo mayores esfuerzos respecto de los que soporta en estado natural, pero con una importante disminución en las deformaciones, mismas que casi resultan nulas), lo cual hace al material susceptible al efecto de las deformaciones, aún cuando sean reducidas (inferiores a 200 μm), debido a que cuando se supera el módulo de elasticidad en el material, sobreviene la falla de forma súbita.

Las deformaciones del material estabilizado se acumularan a través de la aplicación de los ciclos de carga descarga, hasta alcanzar la falla, sin embargo, sí es posible diseñar la resistencia del material para que los esfuerzos aplicados no generen un rápido avance de la deformación, además de realizar acciones tendientes a la conservación del material como se propone en las recomendaciones del presente trabajo.

La posibilidad de aplazar la falla del material estabilizado debido al efecto de la fatiga, se puede lograr a través de diseñar la resistencia del material con un módulo de ruptura que mínimo sea dos veces la magnitud del esfuerzo por aplicar en forma cíclica, puesto que de esa forma se lograrán mantener las deformaciones en un rango mínimo.

2. El módulo de elasticidad se puede calcular con pruebas a tensión

Cuando la determinación del módulo de elasticidad se obtiene a partir de probetas cilíndricas en donde se mide la deformación axial con un "LVDT" colocado en la parte superior de un marco de carga universal, el resultado puede ser inferior en un 75 % aproximadamente con respecto al módulo de elasticidad calculado cuando se emplean otro tipo de instrumentos de medición o diferentes metodologías de ensaye. Por ejemplo, el empleo de las bandas extensométricas que permiten la medición de la deflexión en forma aislada de las deformaciones que inducen el material de cabeceo y/o el que puede corresponder al equipo [aún cuando teóricamente se debe conocer la constante de deformación del equipo].

Sin embargo, la forma más conveniente de calcular el módulo de elasticidad, según la perspectiva del autor, es por medio de las pruebas a tensión para lo cual se puede emplear un equipo desarrollado en el I.M.T. para instrumentar a los especímenes de geometría prismática con un par de "LVDTs", conforme al procedimiento explicado en el capítulo 6 del presente trabajo.

3. El tiempo de curado es un factor más significativo para incrementar la resistencia en un material de base estabilizada, respecto del incremento en el contenido de cemento

El incremento en la resistencia para el material estabilizado es más importante a través del tiempo, comparado contra el incremento obtenido a partir de un mayor porcentaje de cemento, puesto que 62 días de curado pueden incrementar hasta en un 40% el módulo de ruptura en un material, mientras que un 2% de cemento adicional a una mezcla de 8%, sólo logra una diferencia de 20% considerando un mismo tiempo de curado, sin embargo, este incremento en el módulo de ruptura resulta poco factible por la magnitud de tiempo (90 días).

4. 28 días de curado en el material de base estabilizada resulta adecuado para obtener resistencia al efecto de fatiga

De los resultados obtenidos con especímenes estabilizados con 10% de cemento [curados a 28 y 90 días], se observó que la resistencia a 90 días incrementa hasta en un 42%, respecto de la obtenida a 28 días, sin embargo, en el caso del material de base estabilizado con 8% de cemento, a los 28 días de curado se obtiene una resistencia promedio de 78% respecto de la alcanzada hasta después de 90 días de curado, por lo que se considera que el tiempo adecuado para curar el material son 28 días, ya que sí bien la resistencia se incrementa con el paso del tiempo, el material compactado en campo será sometido a carga en un periodo de tiempo corto después de la construcción, puesto que el tiempo es uno de los costos de obra que siempre se quieren abatir, evitando así el curado durante 90 días.

5. La falla por fatiga es función de la deflexión que permita el material

Se observó que la falla de un material de base estabilizada con cemento, se puede estimar adecuadamente cuando resulta posible la medición de la magnitud de la deflexión que permite el material cuando se le aplica una carga cíclica, tanto en laboratorio como en campo, para lo cual se podría emplear pruebas cíclicas y un equipo de impacto, respectivamente.

Además la estimación de ciclos a la falla se puede aproximar a través de conocer las diferentes relaciones de esfuerzo que se imponen al material, para lo cual previamente se debe determinado el módulo de ruptura con un alto índice de confiabilidad.

6. El módulo de elasticidad se degrada ciclo a ciclo

La medición de la deflexión máxima por tensión en las vigas permitió retrocalcular el módulo de elasticidad secante del material ensayado en todos y cada uno de los ciclos de aplicación de carga, datos que posteriormente se relacionaron en una gráfica "*Número de ciclos - Módulo de elasticidad secante*", observando que en cada uno de los ciclos se acumula una deformación de magnitud promedio inferior a $1\ \mu\text{m}$ (en función del nivel de carga aplicado al espécimen), lo cual afecta directamente al módulo de elasticidad del material. Pero más adversa aún resulta la deformación elástica que se incrementa en el material a medida que avanza el número de repeticiones de carga, ya que el desplazamiento que experimenta la viga cada vez resulta mayor, lo cual se asocia con la nucleación de grietas en el material hasta que las grietas alcanzan un espesor tal, que propicia la falla del material o en el momento que se interconecten las microgrietas a través de toda la sección transversal, se presentará la falla súbita.

7. El material resiste una gran cantidad de ciclos cuando se aplican relaciones de esfuerzo menores al 40% del módulo de ruptura

Cuando los niveles de esfuerzo presentan una magnitud inferior al 40% del módulo de ruptura, el material estabilizado podría soportar una gran cantidad de ciclos antes de fallar, debido a que las deformaciones resultarán de baja magnitud y con ello la microfisuración no se propagará rápidamente, puesto que la fuerza de cohesión que aporta el cemento puede resistir adecuadamente esos niveles de esfuerzo.

8. Las leyes de fatiga obtenidas pueden aplicarse a los materiales de base estabilizados con cemento

Para los métodos mecanicistas, la caracterización de las bases estabilizadas con cemento requiere de parámetros tales como el módulo de ruptura, el módulo de elasticidad y la ley de fatiga del material. Las leyes de fatiga obtenidas en este trabajo son una primera aproximación de la caracterización de las bases estabilizadas utilizadas en México, ya que se requerirá de un trabajo más extenso para cubrir un amplio rango de materiales de base y diferentes porcentajes de cemento, de tal forma que se pueda determinar si se puede utilizar una ley de fatiga única o se requiere más de un modelo.

9. La degradación del módulo puede utilizarse como criterio de diseño

En Australia, por ejemplo, la curva del número de ciclos contra la degradación del módulo se ha utilizado como criterio de diseño de las bases estabilizadas, es decir, el valor que tomará el módulo de la base estabilizada para diseño será un valor elegido a un cierto número de ciclos. Por tanto, podría estudiarse esta posibilidad como criterio de diseño para las bases estabilizadas en México.

10. México debe retomar el ferrocarril como columna vertebral de transporte

Indistintamente de solucionar los problemas que impiden el adecuado desempeño de los pavimentos en el país, es urgente que se retome el ferrocarril como medio de transporte masivo y solamente se utilicen los vehículos automotores para la distribución final de las cargas.

Lo anterior se puede aseverar sin la estricta condición de fundamentos rebuscados, ni análisis exhaustivos de factibilidad donde se estudie el costo-beneficio, puesto que la geografía del país ya permitió en el pasado la construcción de las redes ferroviarias ordenadas por el General Porfirio Díaz, quien con visión patriótica implementó el uso de ese sistema de transporte con la simple

observancia de las potencias que en aquel tiempo eran precursoras del desarrollo económico y que aún en la actualidad continúan basando su desarrollo sobre las vías de ferrocarril, además ese medio de transporte masivo se requiere como infraestructura básica para mantener la soberanía nacional, ante un caso de invasión extranjera o apoyo a la población civil.

11. Desarrollar de tecnología Mexicana

México es un país que depende en gran medida de los equipos tecnológicos que se desarrollan en otros países para llevar a cabo los trabajos experimentales, es decir, la mayoría de los equipos empleados en laboratorio provienen de países como Inglaterra o Estados Unidos, esto al menos en el campo de la mecánica de suelos, además de algunos otros países que incluso se encuentran en vías de desarrollo y resulta más preocupante la importación de tecnología procedente de países en condiciones menos favorables que las existentes en México.

Es por ello que en este trabajo se intentó incursionar en un nuevo campo de la mecánica de suelos (sin que ese hubiese sido un objetivo inicial), la medición de las deflexiones en una forma más cercana a la realidad aún con las limitaciones técnicas del autor en materias como instrumentación y otras que son necesarias para optimizar la medición de las deformaciones, dando como resultado la construcción de un arnés que permite la medición de la deflexión al centro de un espécimen prismático sometido a flexión, con respecto de cuatro puntos existentes en las caras de la viga, donde teóricamente los esfuerzos y las deformaciones son nulas. Obteniendo resultados satisfactorios al compararse con la bibliografía publicada por autores que han empleado tecnología de punta para realizar sus estudios, además los resultados obtenidos con el arnés en mención se compararon contra los obtenidos con equipos de tecnología reciente.

Recomendaciones

Asimismo el autor considera que las recomendaciones más importante que se pueden emitir serán las que busquen alejar al material de la falla por fatiga tanto en la etapa de diseño como en la de ejecución, en el concepto que se requerirá de una experimentación más intensa que justifique el empleo de las propuestas siguientes:

1. Factor de seguridad propuesto para emplear en el diseño

En promedio la falla por efecto de fatiga del material estabilizado, se presentó cuando el módulo de elasticidad inicial se había degradado aproximadamente 30%, respecto del valor inicial, por lo que resultaría conveniente calcular el módulo de elasticidad inicial en los materiales que se coloquen en la capa base y a ese valor afectarlo por un factor de seguridad igual a 0.7 y de esa forma buscar incrementar el tiempo de vida en el material como resultado de trabajar dentro de un rango moderado de esfuerzos.

2. Incrementar el módulo de elasticidad en la subrasante

Con base a una serie de análisis realizados con el software "Kenpave", se observó que cuando la subrasante cuenta con un módulo de elasticidad cercano a los 300 MPa, la deformación unitaria y el desplazamiento vertical de la capa base se reducen significativamente, con respecto a una subrasante que presente un módulo de elasticidad próximo a los 100 MPa, sin que el espesor de la carpeta o de la misma capa base logren reducir esos efectos en una proporción cercana a la disminución obtenida por medio del incremento en el módulo de elasticidad de la subrasante, pues como ya se ha mencionado, la deformación es el factor más adverso para el material estabilizado por lo que al reducirla se incrementará la durabilidad del material.

Esta recomendación se percibe como alcanzable, puesto que por medio de pruebas realizadas en pavimentos de México utilizando deflectómetro de impacto, se han encontrado módulos de elasticidad cercanos a los 300 kPa y si se incrementa la calidad de los materiales en esa capa inferior a la base, al mismo tiempo que se incrementan los trabajos mecánicos para compactar la subrasante, se podría reducir hasta en un 65% las deformaciones además de los desplazamientos en la fibra inferior de las bases, aplazando así la presencia de los efectos de fatiga, logrando inclusive millones de repeticiones adicionales, puesto que las deformaciones plástica y elástica de la capa base se reducirán importantemente.

3. Mejorar el proceso constructivo de la base estabilizada para reducir las grietas preexistentes.

Las grietas preexistentes en los materiales de base estabilizada, son resultado de la deshidratación acelerada en el material, misma que propicia el efecto de contracción en el material y con ello la generación de zonas que potencialmente podrían anticipar la falla por fatiga, es por ello que las mejoras al proceso constructivo podrían ser las siguientes:

- Realizar la mezcla del material por medio de equipos especializados para tal fin, comenzando por mezclar el material en seco y posteriormente la adición del agua por medio de espreas atomizadoras del agua hasta lograr la homogeneidad del material, proceso que deberá realizarse en volúmenes controlados y cercanos al área donde se aplicará el material.
- Aplicar procesos de curado por medio de vapor al menos durante ocho días a partir de concluidos los trabajos para extender el material, compactarlo y prefisurarlo.
- Compactar el material hasta lograr el peso volumétrico seco máximo establecido por medio de la prueba Proctor modificada, para lo cual se deberá colocar cimbra lateral que confine al material hasta lograr el propósito de la compactación.
- Realizar el proceso constructivo por la noche para evitar la evaporación acelerada de agua, puesto que los porcentajes de agua que admiten los materiales destinados a la construcción de la capa base, muy probablemente no superen el 8%, por lo que la humedad se puede perder muy pronto.

4. Prefisurar con una profundidad igual a un tercio del espesor de la capa base

Aún cuando este proceso ya se realiza desde hace mucho tiempo con diferentes profundidades y procesos para generar los planos predefinidos para la disipación de energía, la variante que se propone es cortar las losas con una profundidad igual a un tercio del espesor de la capa base, evitando así la concentración de esfuerzos.

Bibliografía

Institut belge de normalisation, *NBN B 15-001 Béton. Performance, production, mise en oeuvre et critères de conformité*. Bruselas, IBN, 2^a. Ed, 1992.

Thompson, M.R. (1986). *Mechanistic Design Concepts for Stabilized Base Pavements*. University of Illinois.

Sobhan, K. y Krizek, R. J. (TRR 1611). Resilient properties and fatigue damage in stabilized recycled aggregate base course material. TRR 1611. pp. 28-37.

Hanson, J.R. (2006). *Cracking and roughness of asphalt pavements constructed using cement-treated base materials*. Master Science Thesis. Briham Young University.

Young, T. B.(2007). *Early-age strength assessment of cement-treated base materials*. Master Science Thesis. Briham Young University.

Little, D.N. y Nair, S. (2009). *Recommended Practice for Stabilization of Subgrade Soils and Base Materials*. NCHRP Report 144.

Arman, A. y Sainan, F. (1967). The effect of delayed compaction on stabilized soil-cement. Highway Research Record, No. 192. Publication 1529.

El estado del arte del suelo-cemento en estructuras de pavimento. Parte II. Revista del Instituto Salvadoreño del Cemento y del Concreto No. 44. Marzo 2007.

Lim, S. y Zollinger, D. G. (2003). Estimation of the compressive strength and modulus of elasticity of cement-treated aggregate base materials. TRB 2003 Annual Meeting.

Raymond, G.P. (1997). *Soil Compaction*. Geotechnical Engineering-1997.

Adaska, W. y Luhr, D. (2004). Control of Reflective cracking in cement stabilized pavements. 5th International RILEM Conference. France, 2004.

George, K.P. (2001). *Soil Stabilization Field Trial*. Department of Civil Engineering University of Mississippi. U.S. Department of Transportation Federal Highway Administration and the Portland Cement Association.

Gaspard, K.J. (2002). *In-Place Cement Stabilized -Base Reconstruction Techniques*. Interim Report: "Construction and Two Year Evaluation". Louisiana Transportation Research Center. LTRC Project No. 95-3GT.

Freeman, T.J. y Little, D.N. (2002). *Maintenance strategies for pavements with chemically stabilized layers*. Report 1722-6. Texas Department of Transportation.

Gordy, D.T. y Whittington, J.S. (2008). *Evaluation of DMS System for Reflective Crack Prevention*. Mississippi Department of Transportation. Report No. FHWA/MS-DOT-RD-08-157.

Tadeu, J. y Cintra, J. (?) *Fatigue Verification Criteria for Semi-Rigid Pavements*. Brasil

Saxena. P., Tompkins, D., Khazanovich, L., Tadeo, Balbu, J.T. (2010). *Evaluation of characterization and performance modeling of cementitiously Stabilized Layers in the MEPDG*. TRB 2010 Annual Meeting CD-ROM.

Arnold, G. (2009). Reducing the risk of pavement failure and utilization of local materials in New Zealand through Repeated Load Triaxial and Beam Fatigue. AAPA Thirteenth International Flexible Pavements Conference. October, 2009.

Scullion, T. (2002). Field Investigation: Pre-cracking of soil-cement Bases to Reduce Reflection Cracking. TRB 2002 Annual Meeting CD-ROM.

Hicks, R.G. (2002). Alaska Soil Stabilization Design Guide. Prepared to Alaska Department of Transportation & Public Facilities. Reporte FHWA-AK-RD-01-6B.

Witczak, M.W. (1976). Pavement Performance Models, Vol. 1. Repeated Load Fracture of Pavement Systems. For U.S.A. Army Engineer Waterways Experiment Station, Soil and Pavement Laboratory. Final Report. FAA-RD-75-227-I.