UNIVERSIDAD AUTÓNOMA DE CHIHUAHUA

FACULTAD DE INGENIERÍA

SECRETARÍA DE INVESTIGACIÓN Y POSGRADO



EVALUACIÓN DE PAVIMENTO SEMIRRÍGIDO A ESCALA REAL EMPLEANDO EL Simulador de Vehículos Pesados HVS

POR:

FRANCISCO BLANCO MÉNDEZ

TESIS PRESENTADA COMO REQUISITO PARA OBTENER EL GRADO DE

MAESTRO EN INGENIERÍA

CHIHUAHUA, CHIH., MÉXICO

JUNIO DE 2018



Evaluación de Pavimento Semirrígido a Escala Real empleando el Simulador de Vehículos Pesados HVS. Tesis presentada por Francisco Blanco Méndez como requisito parcial para obtener el grado de Macstro en Ingeniería, ha sido aprobada y aceptada por:

M.I. Javier González Cantú Director de la Facultad de Ingeniería

Dr. Fernando Rafael Astorga Bustillos Secretario de Investigación y Posgrado

M.C. Alejandro Calderón Landaverde Coordinador Académico

Dr. Paul Garnica Arguas Director de Tesis

JUNIO 2018 Fecha

Comité: Dr. Paul Garnica Anguas Dr. Fernando Rafael Astorga Bustillos M.C. Alejandro Calderón Landaverde M.I. José Antonio Portillo Oceguera

© Derechos Reservados

Francisco Blanco Méndez Circuito No.1, Campus Universitario 2 Chihuahua, Chih. 31125

JUNIO DEL 2018



21 de junio de 2018

ING. FRANCISCO BLANCO MÉNDEZ

Presente

En atención a su solicitud relativa al trabajo de tesis para obtener el grado de Maestro en Ingeniería, nos es grato transcribirle el tema aprobado por esta Dirección, propuesto y dirigido por el director Dr. Paul Garnica Anguas para que lo desarrolle como tesis, con el título: "EVALUACIÓN DE PAVIMENTO SEMIRRÍGIDO A ESCALA REAL EMPLEANDO EL SIMULADOR DE VEHÍCULOS PESADOS HVS".

INDICE DEDICATORIA AGRADECIMIENTOS RESUMEN ABSTRACT ÍNDICE DE CONTENIDO Lista de Figuras Lista de Tablas CAPÍTULO 1. PLANTEAMIENTO DE LA INVESTIGACIÓN 1.1. Introducción 1.2. Justificación 1.3. Planteamiento de la investigación 1.4. Objetivo General 1.5. Objetivos Específicos3 1.6. Hipótesis 1.7. Organización del trabajo

CAPÍTULO 2. ESTADO DEL ARTE

- 2.1. Introducción
 - 2.2. The Paving Determinator
 - 2.3. Road Machine
 - 2.4. Maryland Road Test
 - 2.5. WASHO Road Test
 - 2.6. AASHO Road Test
 - 2.7. Tramos experimentales y f-sAPT en México
 - 2.8. Estudios y tendencias mundiales en APTs
- 2.9. Practica actual de estudio y futuro de APT CAPÍTULO 3. ENSAYO ACELERADO EN PAVIMENTO A ESCALA REAL
 - 3.1. Introducción
 - 3.2. Componentes del f-sAPT
 - 3.3. Simulador de Vehículos Pesados (HVS)
 - 3.4. Pista de ensayo
 - 3.5. Instrumentos y equipos de medición
 - 3.6. Respuestas típicas de la Instrumentación
 - 3.5. Desempeño de la pista

FACULTAD DE INGENIERÍA Circuito No.1, Campus Universitario 2 Chihuahua, Chih., México. C.P. 31125 Tel. (614) 442-95-00 www.fing.uach.mx



UNIVERSIDAD AUTÓNOMA DE **CHIHUAHUA**

CAPÍTULO 4. FUNDAMENTOS TEÓRICOS

- 4.1. Introducción
- 4.2 Tránsito y carga
- 4.3. Módulo resiliente
- 4.4. Teorías para el cálculo de respuestas estructurales en pavimentos
- 4.5. Retrocálculo de módulo elástico efectivo
- 4.6. Criterios de falla

CAPÍTULO 5. BASES ESTABILIZADAS CON CEMENTO

- 5.1. Introducción
- 5.2. Definición de Base estabilizada
- 5.3. Cemento Portland
- 5.4. Zeolitas Sintéticas
- 5.5. Interacción Cemento-Zeolitas
- 5.6. Aspectos relacionados con agrietamientos en materiales de base
- **CAPÍTULO 6. ANÁLISIS DE LOS RESULTADOS**
 - 6.1. Introducción
 - 6.2. Pruebas de Comportamiento
 - 6.3. Tránsito
 - 6.4. Medición de deflexiones
 - 6.5. Análisis de deflexiones de MDD
 - 6.6. Análisis de Deflexiones superficiales de RSD
 - 6.7. Análisis de deflexiones medidas con HWD 6.8. Retrocálculo de módulo elástico efectivo E

 - 6.9. Falla del pavimento

CONCLUSIONES Y OBSERVACIONES **BIBLIOGRAFÍA**

Solicitamos a Usted tomar nota de que el título del trabajo se imprima en lugar visible de los ejemplares de las tesis.



Tel. (614) 442-95-00 www.fing.uach.mx

DEDICATORIA

A Dios

A mi familia

A mi madre Celia Méndez Aquino y a mi padre Álvaro Blanco Pérez

AGRADECIMIENTOS

A todo el personal de los laboratorios de Infraestructura del Instituto Mexicano del transporte, por el apoyo y los consejos durante la realización de las pruebas, en especial a mis compañeros del Departamento de Ensayos Acelerados: Gabriela Morales, Abraham Mendoza, Daniel Rangel y Alberto Zea, así como a mi asesor de tesis M.I. Roberto Hernández Domínguez y al Dr. Paul Garnica Anguas por brindarme la oportunidad de colaborar en este proyecto.

A los catedráticos de la Maestría en Ingeniería en Vías Terrestres de la Universidad Autónoma de Chihuahua por sus enseñanzas.

A la empresa PCT y a todas las personas que me apoyaron directa e indirectamente en esta etapa de mi vida, ya que gracias a ellos fue posible la realización de esta investigación.

RESUMEN

En los últimos años las metodologías de diseño de pavimentos han pasado de tener bases puramente empíricas ha bases empírico-mecanicistas, las cuales están constituidas por conceptos científicos que representan de mejor forma el comportamiento mecánico de la estructura de un pavimento ante las cargas impuestas por los vehículos y su interacción con el medioambiente. Los modelos matemáticos de comportamiento y desempeño aplicados en estas metodologías se han obtenido a partir de diferentes tipos de experimentos y pruebas, sometidos bajo simulaciones de tránsito y clima, los cuales se han llevado a cabo exitosamente principalmente en tramos de prueba y en ensayos acelerados en pavimentos a escala real.

En esta investigación se presentan los trabajos realizados para el análisis y evaluación del primer ensayo acelerado en un pavimento a escala real realizado en el IMT, empleando el Simulador de Vehículos Pesados HVS Mark VI. Para ello se aplicaron en esta primera etapa de estudio un total de 11.5 millones de ESALs de 8 Tn en una sección de pavimento semirrígido, teniendo como objetivos principales el estudio de la capacidad estructural del pavimento por medio del proceso de retrocálculo de módulo elástico efectivo E, así como el monitoreo del agrietamiento por fatiga y deformación permanente.

ABSTRACT

In recent years pavement design methodologies have gone from having purely empirical bases to empirical-mechanistic bases, which are constituted by scientific concepts that better represent the mechanical behavior of a pavement structure before the loads imposed by the vehicles and their interaction with the environment. The mathematical models of behavior and performance applied in these methodologies have been obtained from different types of experiments and tests, submitted under traffic and climate simulations, which have been successfully carried out mainly in test sections and in full-scale accelerated pavement testing.

This research presents the work carried out for the analysis and evaluation of the first accelerated test on a full-scale pavement carried out in the IMT, using the HVS Heavy Vehicle Simulator Mark VI. To this end, a total of 11.5 million ESALs of 8 tons were applied in a section of semi-rigid pavement, having as main objectives the study of the structural capacity of the pavement by means of the Backcalculation process of effective elastic modulus E, as well as the monitoring of cracking due to fatigue and permanent deformation.



Índice d	e Contenido Pág.		
DEDICA	TORIAI		
AGRADE	AGRADECIMIENTOS II		
RESUME	EN		
ABSTRA	CTIV		
ÍNDICE I	DE CONTENIDOV		
Lista de F	igurasIX		
Lista de T	SablasXIV		
CAPÍTUI	LO 1 PLANTEAMIENTO DE LA INVESTIGACIÓN1		
1.1	Introducción1		
1.2	Justificación2		
1.3	Planteamiento de la investigación		
1.4	Objetivo General		
1.5	Objetivos Específicos		
1.6	Hipótesis4		
1.7	Organización del trabajo4		
CAPÍTUI	LO 2 ESTADO DEL ARTE		
2.1	Introducción		
2.2	The Paving Determinator		
2.3	Road Machine		
2.4	Maryland Road Test		
2.5	WASHO Road Test		
2.6	AASHO Road Test7		
2.7	Tramos experimentales y f-sAPT en México8		
2.8	Estudios y tendencias mundiales en APTs9		
2.9	Practica actual de estudio y futuro de APT		
CAPÍTUI	LO 3 ENSAYO ACELERADO EN PAVIMENTO A ESCALA REAL16		
3.1	Introducción16		
3.2	Componentes del f-sAPT16		
3.3	Simulador de Vehículos Pesados (HVS)18		
3.4	Pista de ensayo		



3.5	Instru	mentos y equipos de medición	19
3.6	Respi	uestas típicas de la Instrumentación	22
3.5	Deser	mpeño de la pista	25
CAPÍTU	JLO 4 <u></u> F	FUNDAMENTOS TEÓRICOS	
4.1	Introc	lucción	
4.2	Tráns	ito y carga	
	4.2.1	Magnitud de las cargas	27
	4.2.2	Forma geométrica de las solicitaciones de carga	27
	4.2.3	Velocidad de aplicación	
	4.2.4	Estado de esfuerzos de las cargas	
4.3	Módu	ılo resiliente	29
	4.3.1	Factores que afectan el Módulo resiliente	
4.4	Teorí	as para el cálculo de respuestas estructurales en pavimentos	
	4.4.1	Teoría de la Elasticidad	
	4.4.2	Teoría Elástica Multicapa MLET	
	4.4.3	Teoría de estructuras equivalentes	
4.5	Retro	cálculo de módulo elástico efectivo	
	4.5.1	Causas de error en el proceso de retrocálculo	35
4.6	Criter	rios de falla	35
	4.6.1	Fatiga en bases estabilizadas	
	4.6.2	Deformación permanente	
CAPÍTU	JLO 5 <u>I</u>	BASES ESTABILIZADAS CON CEMENTO	
5.1	Introc	lucción	
5.2	Defin	ición de Base estabilizada	
5.3	Ceme	ento Portland	
	5.3.1	Composición del Cemento Portland	40
	5.3.2	Hidratación del Cemento	41
	5.3.3	Propiedades de las BEC	42
	5.3.4	Propiedades físicas	44
	5.3.5	Propiedades mecánicas	44
	5.3.6	Propiedades térmicas	46
5.4	Zeolit	tas Sintéticas	46
	5.4.1	Propiedades de las zeolitas	47



	5.5	Inter	racción Cemento-Zeolitas	
	5.6	Aspe	ectos relacionados con agrietamientos en materiales de base	50
		5.6.1	Reflexión de Grietas superficiales	
		5.6.2	Agrietamiento transversal inducido por contracción	51
		5.6.3	Causas del agrietamiento por contracción	51
CA	APÍTU	JLO 6	ANÁLISIS DE LOS RESULTADOS	53
	6.1	Intro	oducción	53
	6.2	Prue	bas de Comportamiento	53
		6.2.1	Modo de ensayo	53
		6.2.2	Efecto de la velocidad en las Deflexiones	54
		6.2.3	Efecto de la Carga	55
	6.3	Trán	nsito	56
	6.4	Med	lición de deflexiones	57
	6.5	Aná	lisis de deflexiones de MDD	58
	6.6	Aná	lisis de Deflexiones superficiales de RSD	61
	6.7	Aná	lisis de deflexiones medidas con HWD	64
	6.8	Retr	ocálculo de módulo elástico efectivo E	66
		6.8.1	Cálculo de cuencas de deflexión teóricas	68
		6.8.2	Modulo Elástico del terreno de desplante	68
		6.8.3	Evolución del Módulo E	70
		6.8.4	Obtención de módulos a partir de MDD	72
		6.8.5	Obtención de módulos a partir de RSD	74
		6.8.6	Módulos finales a partir de HWD	77
		6.8.7	Resumen de resultados	77
	6.9	Falla	a del pavimento	79
		6.9.1	Deformación Permanente	79
		6.9.2	Agrietamiento por fatiga	
CC	ONCL	USION	IES Y OBSERVACIONES	
BI	BLIO	GRAFÍ	A	92
GLOSARIO96				
AF	PEND	ICE A.	Proceso constructivo de la pista de ensayos acelerados	98
AF	APÉNDICE B. Cálculo de ESALs105			
AF	APÉNDICE C. Interfaz de Retrocálculo de Módulo Elástico Efectivo E106			



APÉNDICE D. Monitoreo del agrietamiento en la BEC	109
APÉNDICE E. Revisión de diseño de la pista de pruebas.	111



Lista de Figuras

No.	Nombre	Pág.
Figura 2.1 y 2.2	"The Paving Determinator" (izquierda) y "Road machine" (derecha), fueron de las primeras instalaciones constituidas para el estudio de ensayos acelerados en pavimentos a escala real. (Croney D., 1997).	6
Figura 2.3 y 2.4	Dimensiones de las pistas para el ensayo Maryland (izquierda) y WASHO Road Test (Derecha). (Huang 2004).	7
Figura 2.5	Vista panorámica del tramo AASHO (izquierda), Configuración de los vehículos de ensayo empleados en el tramo (derecha).	8
Figura 2.6	Pista circular de Instituto de Ingeniería de la UNAM (izquierda), Mediciones con viga Benkelman en la pista circular (derecha). (Corro S., 1999).	9
Figura 2.7	Materiales para capas superficiales de pavimentos evaluados con f- sAPT (Syntesis 433 NCHRP).	10
Figura 2.8	Materiales para Base más a menudo evaluados en f-sAPT. (Syntesis 433 NCHRP).	11
Figura 2.9	Materiales evaluados para subbase y subrasante. (Syntesis 433 NCHRP).	11
Figura 2.10	Deterioros evaluados para carpetas asfálticas. (Syntesis 433 NCHRP).	12
Figura 2.11	Tipos de deterioros evaluados en losas de concreto hidráulico. (Syntesis 433 NCHRP).	12
Figura 2.12	Deterioros estructurales evaluados en bases y subbases. (Syntesis 433 NCHRP).	13
Figura 2.13	Características de la carga relacionada con f-sAPT (Syntesis 433 NCHRP).	13
Figura 2.14	Esquema que muestra la posición actual de métodos de análisis y diseño de pavimentos (Garnica, 2004).	14
Figura 2.15	Modelos empleados para el proceso de análisis de f-sAPT. (Syntesis 433 NCHRP).	15
Figura 3.1	HVS en la pista Lineal del Instituto Mexicano del Transporte (izquierda) y pista circular del Instituto de Ingeniería de la UNAM (derecha).	16



Figura 3.2	Interrelación de diferentes facetas de la ingeniería de pavimentos que, individual y colectivamente contribuyen al conocimiento (NCHRP, 2004).	17
Figura 3.3	Elementos componentes de un Ensayo Acelerado en Pavimento (E. propia).	17
Figura 3.4	Simulador de Vehículos Pesados (HVS Mark VI) en el IMT.	18
Figura 3.5	Configuración y características de la pista de ensayos acelerados (E. propia).	19
Figura 3.6	Multi-Deph Deflectometer, MDD (izquierda) y Asphalt Strain Gage, ASG (derecha).	20
Figura 3.7	Soil Pressure Cell, SPC (izquierda) y Crack-Activity Meter, CAM (derecha).	20
Figura 3.8	Termo-Couple TC (izquierda) y Perfilómetro laser longitudinal (derecha).	21
Figura 3.9	Road Surface Deflectometer RSD (izquierda) y Perfilómetro Laser Transversal (derecha).	21
Figura 3.10	Deflectómetro de Impacto HWG (izquierda). Equipo de Adquisición de datos (DAE) y Unidad de control de operaciones, OCU (derecha).	21
Figura 3.11	Respuestas típicas de los instrumentos y equipos de medición.	24
Figura 3.12	Factores que afectan el desempeño de una carretera (Haas, 2001).	25
Figura 4.1	Relación entre presión de contacto y presión del neumático (Huang, 2004).	27
Figura 4.2	Esfuerzos en el pavimento al paso de una rueda de carga (Sævardóttir, Þ., 2014).	29
Figura 4.3	Deformaciones bajo repetición de cargas. (Huang, 2004).	30
Figura 4.4	Sistema de n-capas de un pavimento. (Huang, 2004).	33
Figura 4.5	Método de espesores equivalentes de Odemark para sistemas multicapa. (Coria y Hernández, 2015).	34
Figura 4.6	Diagrama de flujo para llevar a cabo el procedimiento de Retrocálculo de Módulo elástico efectivo E. (ASTM STP 1026).	34
Figura 4.7	Formas típicas que muestran la influencia del contenido de cemento en el agrietamiento (De la fuente, 2013).	36
Figura 4.8	Esquema de una rodera	37



Figura 5.1	Evolución del calor de hidratación de un Cemento Portland	41
Figura 5.2	Rangos de modulo elástico de materiales empleados en capas de pavimentos (Juárez O. 2011).	43
Figura 5.3	Esquema de diferentes ensayos para caracterizar la resistencia a la rotura, (Juárez O. 2011).	45
Figura 5.4	Zeolita Natural Estilbita (izquierda) y Sintética (derecha). (Morante, 2005).	47
Figura 5.5	Formación de cristales empleando zeolitas sintéticas (Roij & Egyed, 2014).	48
Figura 5.6	Simulación del proceso de Hidratación y cristalización envolvente con zeolitas sintéticas (Roij & Egyed, 2014).	49
Figura 5.7	Mr de especímenes ensayados a 365 días para las tres condiciones: suelo natural, suelo-cemento y suelo-cemento-zeolita sintética (Ruvalcaba, 2016).	49
Figura 5.8	Tipos de agrietamiento en la superficie del pavimento, directo sobre el origen (izquierda) y Desplazado (derecha), (George K. P., 2001).	50
Figura 5.9	Agrietamiento transversal, (a) Debido a grietas de contracción en la base estabilizada (Freeman and Little, 2002), (b) Grieta transversal reflectada en la superficie de la pista de ensayos acelerados en el IMT a 1 año de su construcción.	51
Figura 6.1	Resultados de deflexiones promedio máximas obtenidas de MDD en modo unidireccional y bidireccional de carga para profundidades a Z=0, Z=400 y Z=650 mm (a), para Z=0 (b). (Elab. propia).	54
Figura 6.2	Promedio de deflexiones máximas obtenidas con MDD variando la velocidad de forma ascendente (a) y descendente (b). (Elab. propia).	55
Figura 6.3	Promedio de deflexiones maximas obtenidas con MDD bajo variaciones de carga-velocidad a diferentes profundidades Z=0 (a), Z=0, 400 y 650 mm (b).	56
Figura 6.4	Acumulación de ESALs en la pista de ensayo con el HVS.	56
Figura 6.5	Promedio de Deflexiones máximas superficiales obtenidas con RSD durante el día (2 P.M.) y la noche (3 A.M.). (Elab. Propia).	57
Figura 6.6	Evolución de las deflexiones máximas obtenidas con el MDD 1 a 80kN de carga a 6 m del punto de origen de la pista. (Elab. propia).	59



Figura 6.7	Evolución de las deflexiones máximas obtenidas con el MDD 2 a 80kN de carga, puede verse como el LVDT a Z=0 dejó de funcionar correctamente a partir del tercer punto graficado. (Elab. propia).	59
Figura 6.8	Cambio en la zona de deflexión por acumulación de tránsito, MDD Z=0. (Elab. propia).	60
Figura 6.9	Cambio en la zona de deflexión por acumulación de tránsito, MDD Z=400. (Elab. propia).	60
Figura 6.10	Cambio en la zona de deflexión por acumulación de tránsito, MDD Z=650. (Elab. propia).	61
Figura 6.11	Medición de deflexiones superficiales con RSD.	62
Figura 6.12	Evolución de las deflexiones superficiales con RSD a cada metro de la pista. (Elab. propia).	62
Figura 6.13	Evolución del promedio de deflexiones máximas superficiales obtenidas en 5 puntos medidos en el eje de la pista con RSD a 40 kN de carga y a 4 diferentes acumulaciones de tránsito. (Elab. propia).	63
Figura 6.14	Cambio en la zona de deflexión por acumulación de tránsito en el punto 11 RSD. (Elab. propia).	63
Figura 6.15	Medición con HWD en la pista de ensayos acelerados.	64
Figura 6.16	Curvas de deflexiones obtenidas con el equipo HWD a 60 kN de carga al inicio y final del ensayo	65
Figura 6.17	Software de análisis multicapa de pavimentos WinJULEA empleado para generar las curvas de deflexión teóricas.	67
Figura 6.18	Análisis geométrico de los puntos de inflexión en una cuenca de deflexión. (Elab. propia).	67
Figura 6.19	Cuencas de deflexión de HWD y teórica obtenida de WinJULEA para un módulo E de 180 Mpa en T.N. de desplante. (Elab. propia).	69
Figura 6.20	Resultados de módulo elástico para T.N. retrocalculado en el programa de cómputo PITRABACK de la UCR.	70
Figura 6.21	Cuencas de deflexión del pavimento ajustadas al mínimo RMSE por retrocálculo. (Elab. propia).	71
Figura 6.22	Cuencas de deflexión de MDD Z=400 ajustadas al mínimo RMSE a dos diferentes acumulaciones de tránsito. El tránsito está dado en millones de ESALs. (Elab. propia).	73
Figura 6.23	Módulos elásticos efectivos E derivados del proceso de Retrocálculo para BEC E1 y Terreno de desplante E2. (Elab. propia).	74



Figura 6.24	Cuenca de deflexión medida en el punto 7 de la pista.	75
Figura 6.25	Cuencas de deflexión de RSD y WJ a dos acumulaciones de tránsito, expresado en millones de ESALs. (Elab. propia).	76
Figura 6.26	Evolución de Módulo E de acuerdo a distintos niveles de tránsito acumulado en el punto 11 de la pista, medidos con RSD a una carga normalizada de 40 kN a 0.5 kph, rueda dual de camión. (Elab. propia).	76
Figura 6.27	Cuenca de deflexión final de HWD empleada durante el retrocálculo. (Elab. propia).	77
Figura 6.28	Superficie del RAAD al final del APT.	80
Figura 6.29	Perfil transversal del pavimento al inicio y final del APT en la sección más crítica obtenido con PLT. (Elab. propia).	81
Figura 6.30	Progreso de la rodera medido con PL-HVS. (Elab. propia).	81
Figura 6.31	Modelado del comportamiento de la deformación permanente en base a resultados promedio de PL-HVS.	82
Figura 6.32	Evolución del perfil longitudinal de la pista a 15 cm del eje central de la pista. Se indica la zona de falla súbita a los 11 millones de ESALs. (Elab. propia).	82
Figura 6.33	Superficie del pavimento a un tránsito de 2.2x106 y 11.5x106 ESALs	83
Figura 6.34	Grietas transversales de reflexión con 5 metros de separación aproximadamente, aparecidas a 2x106 ESALs. (Elab. propia).	84
Figura 6.35	Evolución de la red de agrietamiento superficial correspondiente a la zona adyacente a la grieta transversal no.1. (Marcada en rojo). (Elab. propia).	85
Figura 6.36	Modelo resultante de la evolución del agrietamiento en la BEC para la grieta No. 1. (Elab. propia).	86
Figura 6.37	Evolución de la severidad de la grieta número 1 a 20 cm del eje central de la pista.	86



Lista de Tablas

No.	Nombre	Pág.
Tabla 5.1	Composición Típica del Cemento Portland (Mindess, 1981).	40
Tabla 5.2	Características de hidratación del Cemento Portland (CEMEX 2006).	40
Tabla 5.3	Calores de hidratación a una edad determinada (Cal/g), (CEMEX 2006).	41
Tabla 5.4	Secuencia de Hidratación del Silicato Tricálcico (Sotelo & Bravo, 2011).	42
Tabla 5.5	Rangos aproximados del coeficiente de permeabilidad para materiales tratados con cemento (Juárez O. 2011).	44
Tabla 6.1	Parámetros disponibles para realización de ensayos. (Elab. propia).	53
Tabla 6.2	Características del ensayo realizado para estudiar el efecto del modo de carga, (Elab. propia).	54
Tabla 6.3	Combinación de módulos empleados para realizar el retrocálculo de módulo elástico inicial E ₀ del terreno de desplante. (Elab. propia).	69
Tabla 6.4	Resumen de Módulos elásticos efectivos E_0 del terreno de desplante del pavimento obtenidos por retrocálculo con WinJULEA y PITRABACK. (Elab. propia).	70
Tabla 6.5	Combinación de módulos empleados para el retrocálculo de módulo elástico efectivo inicial E_0 de la BEC. (Elab. propia).	71
Tabla 6.6	Resumen de las combinaciones de módulos elásticos en el proceso de retrocálculo previo al inicio del ensayo. (Elab. propia).	72
Tabla 6.7	Resumen de las mejores combinaciones de módulos elásticos en el proceso de retrocálculo empleando las deflexiones del MDD Z=400. (Elab. propia).	72
Tabla 6.8	Resumen de las mejores combinaciones de módulos elásticos en el proceso de retrocálculo empleando las deflexiones del MDD Z=650. (Elab. propia).	72
Tabla 6.9	Resumen de resultados para las combinaciones de módulos elásticos efectivos por retrocálculo, a partir de las deflexiones del RSD. (Elab. propia).	75



Tabla 6.10	Resumen de resultados para las combinaciones de módulos E, a partir de las deflexiones finales del HWD. (Elab. propia).	77
Tabla 6.11	Resumen de módulos elásticos efectivos E encontrados por retrocálculo a partir de las deflexiones de HWD, MDD y RSD por medio del f-sAPT utilizando el HVS. (Elab. propia).	78
Tabla 6.12	Intervalos de profundidad de roderas para la clasificación de tramos.	79



capítulo 1

PLANTEAMIENTO DE LA INVESTIGACIÓN

1.1 Introducción

Desde principios del siglo XX, originado por el aumento demográfico y el intercambio comercial, México ha desarrollado una importante red carretera a lo largo y ancho del país. La vida útil y el nivel de servicio de dichas carreteras dependen en gran medida de la calidad de los materiales, del diseño, del proceso constructivo, de las condiciones medioambientales, así como de estrictos trabajos de conservación y mantenimiento. La magnitud de los niveles de tránsito y las cargas de servicio se han incrementado considerablemente en las últimas décadas, con ello la necesidad de construir nuevas vialidades, así como modernizar y dar mantenimiento a las ya existentes.

Los métodos de diseño de pavimentos usuales en México, nacieron a partir de experimentos y ensayos realizados hace varias décadas, por lo que se tiene la necesidad de adaptarlos a las nuevas tendencias tecnológicas con el propósito de optimizar recursos económicos y materiales. Debido a la complejidad del comportamiento de un pavimento, los métodos tradicionales de diseño fueron realizados con métodos empíricos, basados en largos periodos de experimentación en tramos de prueba y ensayos en laboratorio. La principal limitación de estos métodos es que no pueden ser empleados con confiabilidad desde el momento en que se superan los parámetros en los que fueron basados (Saevarsdóttir, 2014).

El análisis del comportamiento de los pavimentos es complejo y depende de varios factores de estudio como es el tránsito vehicular, los materiales y espesor de las capas, las condiciones medioambientales, etc. Las metodologías actuales de diseño pueden mejorarse gracias a nuevas investigaciones y experimentos que permiten analizar el comportamiento mecánico de los materiales; estas metodologías, conocidas como mecanicistas, pretenden realizar el análisis completo de la mecánica de un pavimento y la predicción más precisa de la evolución de los deterioros (Garnica P. et al., 2004).

El uso de ensayos acelerados a escala real (f-sAPT) permite analizar y evaluar de manera más precisa el impacto del fenómeno del tránsito en los pavimentos en un periodo corto de tiempo, además es posible obtener modelos de comportamiento de los materiales a partir de los mecanismos de falla y deterioros presentados. De esta manera será posible validar modelos de comportamiento obtenidos de laboratorio, así como diseños de secciones de interés. Con este tipo de investigaciones innovadoras, el IMT por medio del HVS pretende a futuro, utilizar los resultados de estos experimentos para el mejoramiento de metodologías de diseño y construcción de las carreteras y aeropistas nacionales.



1.2 Justificación

La República Mexicana requiere de una infraestructura vial sólida para desarrollar y mejorar la economía; por ello, se requiere optimizar el empleo de los fondos públicos destinados a la construcción, mantenimiento y modernización de la red de caminos y carreteras. La investigación científica es un medio necesario para lograrlo y es requerida para el desarrollo de conocimientos que mejoren las actuales condiciones y procesos de diseño.

Por razones ambientales y económicas es recomendable hacer uso de la mayor cantidad posible de suelos *in situ* para la construcción de obras carreteras; sin embargo, debido a las exigencias técnicas impuestas por el tránsito y el clima, en ocasiones estos materiales no cumplen las especificaciones normativas de construcción y es necesario modificarlos o encontrar materiales que cumplan con los requisitos de calidad. Existe la posibilidad de mejorar las propiedades mecánicas de los materiales por medio de algún proceso físico-Químico, que nos permita aprovecharlos, así evitamos contaminación por desechos y sobreacarreos, además de ahorros económicos importantes. Actualmente el Instituto Mexicano de Transporte cuenta con un equipo potencial para el desarrollo de investigaciones que pueden contribuir a optimizar el aprovechamiento de nuestros recursos, este equipo se llama Simulador de Vehículos Pesados (HVS por sus siglas en inglés) y actualmente es el único en su tipo en nuestro país.

Las investigaciones realizadas con equipos HVS resultan en ahorros significativos en costos de construcción y rehabilitación de carreteras. El HVS permitirá evaluar el desempeño de nuevos materiales, así como la optimización de diseños de pavimentos, técnicas de rehabilitación y procesos constructivos, en tiempos muy reducidos, además es un equipo versátil que puede adaptar diferentes parámetros de medición en carga, velocidad y configuración de rueda.

La estructura de pavimento ensayada por el HVS debe estar considera de acuerdo a las dimensiones del equipo y a las exigencias y objetivos del proyecto. En esta primera investigación se optó por el estudio de una base estabilizada con Cemento Portland Ordinario (CPO) y Zeolitas sintéticas. El CPO como estabilizante de suelos ha sido muy empleado en construcción y ha sido estudiado en laboratorios. Esta es la primera investigación que se lleva a cabo en México del tipo Ensayos Acelerados en Pavimentos a Escala Real utilizando el equipo HVS y permitirá correlacionarlos con los resultados obtenidos de otras investigaciones. Se pretende que este experimento sirva también, como base para futuros proyectos de investigación.



1.3 Planteamiento de la investigación

Los trabajos considerados para la realización del proyecto son los siguientes:

- Realización del Estado del Arte en Ensayos Acelerados en Pavimentos.
- Ejecución de Ensayo Acelerado en la pista de pruebas del HVS.
- Colocación de sensores y toma de mediciones.
- Utilización de equipos auxiliares en la toma de mediciones.
- Análisis e interpretación de resultados obtenidos de la instrumentación y equipos auxiliares.
- Evaluación de la capacidad de soporte de la base estabilizada por medio de Retrocálculo para hallar el módulo elástico efectivo *E* a diferentes etapas del ensayo.
- Monitoreo de los mecanismos de falla del pavimento (Deformación Permanente y Fatiga).
- Reporte final de resultados y conclusiones del experimento.

1.4 Objetivo General

Desarrollar un Ensayo Acelerado en Pavimento a Escala Real (f-sAPT), utilizando el Simulador de Vehículos Pesados HVS para evaluar el comportamiento y desempeño de una base estabilizada con Cemento Portland Ordinario y Zeolitas sintéticas.

1.5 Objetivos Específicos

- Identificar el comportamiento y evolución de las respuestas críticas en el pavimento, mediante los instrumentos y equipo de medición.
- Correlacionar los resultados con modelos de comportamiento clásicos para este tipo de materiales.
- Correlacionar el comportamiento del ensayo acelerado con el comportamiento presentado por el mismo material pero en ensayos realizados con equipos y metodologías en laboratorio.
- Desarrollar recomendaciones acerca de problemáticas generales que se pudiesen presentar durante el ensayo para superarlas en posteriores investigaciones.
- Presentar toda la información generada y analizada en un reporte final.



1.6 Hipótesis

- La magnitud de las respuestas estructurales y el daño al pavimento están en función de la velocidad de aplicación de las cargas.
- El sentido de aplicación, la configuración de la rueda y la ubicación de las cargas influyen y determinan el deterioro del pavimento.
- El módulo elástico efectivo *E* de la base estabilizada con CPO mejora al adicionar zeolitas sintéticas.
- La fatiga y deformación permanente en la base estabilizada disminuye al emplear cemento y zeolitas sintéticas.

1.7 Organización del trabajo

En este primer capítulo se hace la introducción al proyecto, el planteamiento de la investigación, la justificación, se define el objetivo general y los objetivos específicos, además de exponer las hipótesis de la investigación.

Posteriormente el capítulo 2 inicia con una reseña histórica relacionada a los Ensayos Acelerados en Pavimentos hasta llegar al actual estado del arte.

En el capítulo 3 se describe cada uno de los elementos que conforman el APT (Simulador de Vehículos Pesados, estructura del pavimento, Instrumentos de medición y Sistema de adquisición de datos) para comprender los alcances del estudio.

Se presenta el marco teórico en el capítulo 4 para llevar a cabo el análisis y evaluación del comportamiento del pavimento, las teorías consideradas para el cálculo de las respuestas estructurales, así como conceptos fundamentales relacionados al retrocálculo de módulo elástico efectivo y los mecanismos de falla del pavimento.

Dentro del capítulo 5 se aborda la información relacionada a las características de los materiales que conforman la base estabilizada. Las propiedades físico-químicas del CPO y Zeolitas, enfatizando las ventajas de su uso en bases de pavimentos.

El capítulo 6 se presenta los resultados y análisis de las pruebas ejecutadas, el análisis e interpretación de los resultados y los modelos matemáticos derivados de la investigación.

Finalmente, se presenta un capítulo de conclusiones generales y recomendaciones acerca de los trabajos desarrollados en esta tesis, así como la bibliografía consultada. Se presentan los apéndices relacionados con la información procesada y de actividades ejecutadas durante la etapa de investigación.

CAPÍTULO 2

ESTADO DEL ARTE

2.1 Introducción

Las investigaciones de ensayos acelerados en pavimentos a lo largo de su historia se han producido por la necesidad de crear y adaptar nuevos cambios en las metodologías de diseño de secciones de pavimento en base al aumento en la demanda de transporte carretero.

Debido a que las dimensiones y pesos de los vehículos se han elevado en las últimas décadas, el impacto ocasionado en las estructuras de transporte ha sido también mayor y por tanto se requiere mejorar los diseños y procesos constructivos para dar mayor vida útil a los pavimentos; así como para minimizar los costos por mantenimiento y construcción.

A fin de mejorar dichos métodos, es necesario contar con la infraestructura necesaria para llevar a cabo las investigaciones y experimentos necesarios, de los cuales es posible elaborar los modelos de comportamiento de las secciones ensayadas.

El propósito de este capítulo es mencionar brevemente los proyectos más trascendentales que han tenido lugar en el mundo, referente a ensayos acelerados a escala real hasta el día de hoy, cuyos logros han contribuido a mejorar la infraestructura carretera, favoreciendo al desarrollo y bienestar de la sociedad.

2.2 The Paving Determinator

Esta instalación fue construida en 1909 en Detroit y fue quizá la primera en reunir las características que cumple un ensayo acelerado en pavimento de acuerdo a la definición actual. La instalación fue desarrollada para ensayar 'la calidad de los materiales del pavimento bajo fuertes efectos abrasivos' y fue usada para evaluar ocho secciones de pavimento. Era una pista circular que tenía un carril de transito con un radio que variaba de 2.6 a 3.3 m con un mecanismo central que movía las ruedas a través del área de tránsito (Figura 2.1). Se operaba a velocidades desde 4.8 a 19.3 km/h pero los ensayos eran normalmente a 11km/h.

El ensayo demostró en ese momento que el concreto tenía "la mejor resistencia", comparándola con otros materiales como el ladrillo y granito.

2.3 Road Machine

El *'Road Machine'* fue desarrollado en el Laboratorio Nacional de Física (NPL por sus siglas en inglés) en el Reino Unido en 1911-12. La pista circular tenía 10 m de diámetro y estaba cargada por ocho ruedas (Figura 2.2), cada una con brazos radiales que operaban entre 5 y 13 km/h. La intención fue simular en 24 horas el deterioro de un año en una sección de



carretera típica (Pyatt 1983, citado por Cronney). En 1916 la maquina fue temporalmente retirada hasta 1920 y fue reemplazada en 1933 por una pista de 34 m de diámetro con cargas que eran aplicadas por un camión "cautivo" de tamaño real.

De este proyecto se tiene una conclusión válida aun hasta nuestros días:

Un importante hallazgo del ensayo Road Machine fue la importancia de lograr un bajo contenido de vacíos en superficies asfálticas, esto fue corroborado por experiencias en cinco tramos carreteros de ensayo a escala real. Fue además indicado que el contenido de asfalto inadecuado, el tipo de arena y la densidad de compactación inicial fueron factores para un buen desempeño. (NPL Annual Report 1911).



Figuras 2.1 y 2.2.- "The Paving Determinator" (izquierda) y "Road machine" (derecha), fueron de las primeras instalaciones constituidas para el estudio de ensayos acelerados en pavimentos a escala real. (Croney D., 1997).

2.4 Maryland Road Test

Es el primer gran ensayo a escala real, llevado a cabo por el Highway Research Board en 1941 aproximadamente a 9 millas al sur de La plata, Maryland, E.E.U.U., el objetivo de este proyecto fue determinar los efectos relativos de 4 diferentes ejes de carga en un pavimento de concreto hidráulico de 1.1 millas de longitud (Figura 2.3).

2.5 WASHO Road Test

Fue un ensayo similar al Maryland Road Test, desarrollado en 1955 por la Western Association of State Highway Officials (WASHO) pero llevado a cabo en secciones de pavimento flexible en Malad, Idaho. Los objetivos fueron los mismos que el tramo Maryland. La figura 2.4 muestra las dimensiones de las secciones ensayadas. Durante este proyecto fue desarrollada la viga benkelman por Alvin C. Benkelman con la finalidad de realizar mediciones para evaluación estructural no destructiva (Croney D., 1997).





Figuras 2.3 y 2.4.- Dimensiones de las pistas para el ensayo Maryland (izquierda) y WASHO Road Test (Derecha). (Huang 2004).

2.6 AASHO Road Test

El ensayo vial en el tramo AASHO (Figura 2.5) llevado a cabo del 5 de noviembre de 1958 al 30 de Noviembre de 1960, en Ottawa, Illinois, a 128 kilómetros de la ciudad de Chicago, en los Estados Unidos, constituye el experimento a escala real más extenso realizado hasta la fecha. En la planeación del estudio no se fijó como meta establecer fórmulas de diseño, sino obtener evidencia experimental para deducir posteriormente nuevos criterios de diseño que se adaptaran a las condiciones locales de cada región o país. Uno de los objetivos principales fue determinar las relaciones significativas entre el número de repeticiones de cargas por ejes con diferente intensidad y disposición y el comportamiento de diferentes espesores de pavimento asfaltico, de concreto simple, y reforzado de cemento portland, uniformemente diseñados y construidos sobre diferentes espesores de bases y sub-bases, sobre un suelo de cimentación de características conocidas (Croney D., 1997).

En el estudio AASHO se ensayaron 468 diferentes secciones de pavimento flexible, llevándolas a la falla o hasta un millón de aplicaciones de los diferentes tipos de ejes de prueba.

Uno de los conceptos desarrollados de este ensayo fue el Present Serviciality Index (PSI) para designar la condición del pavimento en determinado momento. Un valor de 5 indica un pavimento "perfecto", mientras una relación de 0 indica un pavimento "intransitable".





Figura 2.5.- Vista panorámica del tramo AASHO (izquierda), Configuración de los vehículos de ensayo empleados en el tramo (derecha).

2.7 Tramos experimentales y f-sAPT en México

Los primeros estudios sobre el comportamiento de pavimentos a escala real en México, se llevaron a cabo por parte del Instituto de Ingeniería de la UNAM en 3 tramos experimentales construidos especialmente para analizar diferentes secciones de pavimentos. El tramo uno fue la carretera Izucar de Matamoros en el estado de Puebla, abierta al tránsito el 19 de septiembre de 1964. El tramo dos y tres se localizaron sobre la carretera San Luis-Trancoso, abiertas al tránsito el 7 de mayo de 1964. En estos tres tramos de prueba se ensayaron 40 diferentes secciones de pavimentos para un tránsito mediano de acuerdo con la clasificación del Instituto del Asfalto de E.E.U.U. de aquella época. El estudio tuvo dos finalidades principales que fueron; primeramente, generalizar los datos obtenidos en las pruebas AASHO y en los tres tramos experimentales aplicar los resultados a fórmulas de diseño de pavimentos, el segundo era proporcionar una idea general del comportamiento de las carreteras con un nivel de referencia uniforme. Estos estudios además estuvieron coordinados con las investigaciones que se llevaban a cabo en el Highway Research Board (Corro S., 1965).

Con la finalidad de desarrollar un método de diseño de pavimentos aplicable a la república mexicana, así como para establecer criterios y procedimientos adecuados para diseño, construcción, mantenimiento, reconstrucción y modernización de carreteras, el Instituto de Ingeniería de la UNAM, financiado por la extinta Secretaria de Obras Públicas (actualmente SCT), inició en 1969 la construcción y desarrollo de una pista circular para ensayos acelerados a escala real, siendo esta la primera instalación destinada a este tipo de experimentos en México (Figura 2.6), cuya finalidad fue efectuar los ensayos controlados en laboratorio a fin de establecer modelos matemáticos de predicción (Corro S. 1982, Rangel A. 2016).

El programa experimental desarrolló su primera etapa de 1971 a 1972 y el objetivo principal fue estudiar la influencia del espesor y de la calidad de la capa subrasante en el comportamiento de pavimentos flexibles con carpeta de un riego. Actualmente se cuenta con una metodología de diseño de pavimentos flexibles para carreteras de altas especificaciones presentado en un programa interactivo de cómputo llamado DISPAV-5 versión 3.0, está



desarrollado en base a la información obtenida en los tramos de prueba, carreteras típicas de la red nacional, y pruebas a escala natural en la pista circular. Los principios básicos del método de diseño del programa DISPAV 5.0 son un planteamiento mecanicista para las dos principales fallas del pavimento: deformación permanente y agrietamiento por fatiga, un enfoque probabilista para estimar los niveles de confianza apropiados, cálculo analítico de los factores de daño por camión y la caracterización de los materiales con base en su comportamiento real a largo plazo (Corro S., 1999). "Al día de hoy la pista circular del IIUNAM sigue operando ensayos acelerados en diversos tipos de materiales" (Rangel A. 2016).

En el año 2015 el IMT adquirió el Simulador de Vehículos Pesados HVS, uniéndose a grupo selecto de países en emplear este equipo de última generación para llevar a cabo ensayos acelerados en pavimentos de carreteras y aeropistas. Estos usuarios conforman un grupo internacional denominado *HVS International Alliance*, el cual incluye a todas las agencias que cuentan con un equipo HVS y realizan investigaciones a partir de dicha tecnología. Los miembros de este grupo realizan reuniones anuales para comunicar y compartir los aprendizajes derivados de los resultados de sus proyectos.

En este documento se presentan los primeros resultados derivados de la primera etapa de ensayo con el HVS (2015-2016), en una pista de pavimento semirrígido, y se pretende a futuro evaluar otras secciones en condiciones medioambientales variables. Con esto se da inicio a un proyecto que a largo plazo aporte conocimientos para mejorar y modernizar nuestra filosofía de análisis y diseño de los pavimentos.



Figura 2.6.- Pista circular de Instituto de Ingeniería de la UNAM (izquierda), Mediciones con viga Benkelman en la pista circular (derecha). (Corro S., 1981).

2.8 Estudios y tendencias mundiales en APTs

Una encuesta publicada en el año 2012 por la NCHRP de los Estados Unidos, presenta información recabada de estudios en ensayos acelerados en pavimentos, procesos de evaluación y validación de nuevos métodos de diseño, así como enfoques hacia futuras investigaciones. Este documento recopila información de aspectos generales de cada ensayo y describe algunos puntos interesantes que nos permiten visualizar tendencias en materiales,



equipos, estructuras, modelado y análisis de la información, instalaciones, impactos económicos y las conclusiones de diferentes experimentos con la finalidad de contar con referentes hacia futuros proyectos.

Con respecto a los tipos de materiales de las capas de pavimentos, la figura 2.7 presenta las tendencias de estudio para capas superficiales, en donde se aprecia que existe mayor interés en el estudio de las mezclas asfálticas y el concreto hidráulico. Posteriormente se presenta información referente al estudio en capas de base (figura 2.8), donde se observa que las bases tratadas con cemento son las más estudiadas; cabe resaltar, que la presente investigación está enfocada en el estudio de un pavimento con estas características, ya que en México es amplio el uso de estabilizantes para capas granulares. Finalmente en la figura 2.9 se presenta las condiciones de mayor interés para subbases y subrasantes.

Uno de los principales objetivos en un APT es el monitoreo y evaluación de los diferentes tipos de deterioros que se presentan en las capas del pavimento. La figura 2.10 y 2.11 muestran los tipos de deterioros evaluados para capas superficiales, carpeta asfáltica y losas de concreto hidráulico respectivamente, en donde se puede observar que el estudio de los agrietamientos es mayor que cualquier otro deterioro. Así también, la figura 2.12 presenta los principales deterioros que se estudian en las capas de base y subbase, en donde la deformación permanente suele tener mayor énfasis en las investigaciones.



Figura 2.7.- Materiales para capas superficiales de pavimentos evaluados con f-sAPT. (Syntesis 433 NCHRP).



Figura 2.8.- Materiales para Base estudiados y evaluados en f-sAPT. (Syntesis 433 NCHRP).



Figura 2.9.- Materiales evaluados y estudiados para subbase y subrasante. (Syntesis 433 NCHRP).





Figura 2.10.- Deterioros evaluados para carpetas asfálticas. (Syntesis 433 NCHRP).



Figura 2.11.- Tipos de deterioros evaluados en losas de concreto hidráulico. (Syntesis 433 NCHRP).





Figura 2.12.- Deterioros estructurales evaluados en bases y subbases. (Syntesis 433 NCHRP).



Figura 2.13.- Características de la carga relacionada con f-sAPT. (Syntesis 433 NCHRP).

2.9 Practica actual de estudio y futuro de APT

Garnica P. y Correa A., 2004, indican que la práctica actual de análisis y diseño de pavimentos se basa en métodos básicamente empíricos, en donde el diseño se respalda en propiedades físicas de los materiales, y algún índice de resistencia. Aun las metodologías basadas en métodos de regresión de resultados en tramos de prueba, como el actual método AASHTO, se le pude considerar como empírico en el sentido en que su aplicación está



rigurosamente restringida a las condiciones que se utilizaron para su calibración. Existen métodos que se les llaman semi-empíricos porque ya consideran leyes de fatiga de los materiales en los cálculos de vida útil, pero la visión es tender a métodos puramente mecanicistas, las cuales pretenden tener un enfoque puramente científico que permita el análisis completo de la mecánica del comportamiento de un pavimento ante las acciones del clima y del tránsito vehicular. Esta metodología nos permitirá la predicción correcta de la evolución en el tiempo de los diferentes deterioros que se pudieran presentar y por consiguiente aumentar la confiabilidad de los diseños. La figura 2.14 muestra la "ubicación" actual en que se encuentra los métodos de análisis y diseño de pavimentos. La figura 2.15 presenta los principales tipos de modelos empleados en el proceso de análisis en un f-sAPT y que son empleados por los investigadores en la aplicación y actualización de las metodologías de diseño de pavimentos.

Las conocimientos y experiencias generados por varias generaciones de investigadores y agencias en todo el mundo, han permitido llegar a mejorar considerablemente las metodologías de diseño de pavimentos a partir de diversos tipos de ensayos y equipos, cuya finalidad es ofrecer a los usuarios mejores condiciones de transito optimizando los recursos materiales y económicos. Es estratégico para México crear tecnologías y prácticas de diseño y construcción de carreteras que se adapten a nuestras condiciones geográficas, por ello se debe dar continuidad e impulso a las investigaciones en el ramo carretero para cumplir ese objetivo. Se pretende con esta investigación lograr una primera aproximación a dichos deseos y mejorar en un futuro inmediato los tópicos aquí presentados.



Figura 2.14.- Esquema que muestra la posición actual de métodos de análisis y diseño de pavimentos (Garnica, 2004).





Figura 2.15.- Modelos empleados para el proceso de análisis de f-sAPT. (Syntesis 433 NCHRP).

CAPÍTULO 3



ENSAYO ACELERADO EN PAVIMENTO A ESCALA REAL

3.1 Introducción

Hugo and Epps (2004) definen Ensayo Acelerado en Pavimento a escala real (f-sAPT por sus siglas en inglés) como una aplicación de carga controlada en la estructura de un pavimento, con el propósito de simular los efectos a largo plazo de las cargas de servicio en un corto periodo de tiempo. El objetivo de un f-sAPT es determinar las respuestas estructurales y el desempeño de un pavimento bajo condiciones controladas y aceleradas de daño. La figura 3.1 presenta instalaciones y equipos empleados en México para la realización de ensayos acelerados en pavimentos.



Figura 3.1.- HVS en la pista Lineal del Instituto Mexicano del Transporte (izquierda) y pista circular del Instituto de Ingeniería de la UNAM (derecha).

3.2 Componentes del f-sAPT

Un f-sAPT es una prueba de ensayo en una pista a escala real instrumentada, donde la magnitud y ubicación de las cargas aplicadas, el número de repeticiones y las condiciones ambientales son controlados. Esto permite analizar y evaluar el comportamiento y desempeño de un pavimento y generar conocimientos en el amplio campo de estudio (Figura 3.2). *Los ensayos acelerados han colocado las bases para métodos de diseño más sofisticados* (Sævardóttir, Þ. 2014). Los principales elementos que constituyen un f-sAPT se indican en la figura 3.3, el cual varía de acuerdo a las condiciones y exigencias del estudio.

En los siguientes incisos se describe cada uno de los componentes empleados en este experimento: HVS, Pista de pruebas, Instrumentación y equipos de medición, así como las metodologías empleadas para el análisis de los resultados. Se resalta el hecho de que los componentes medioambientales quedan limitados a las condiciones naturales del sitio en donde se ubican la pista de pruebas.





Figura 3.2.- Interrelación de diferentes facetas de la ingeniería de pavimentos que, individual y colectivamente contribuyen al conocimiento (NCHRP, 2004).



Figura 3.3.- Elementos componentes de un Ensayo Acelerado en Pavimento (E. propia).


3.3 Simulador de Vehículos Pesados (HVS)

El Simulador de Vehículos Pesados HVS Mark VI (Figura 3.4) es el equipo empleado por el IMT para ejecutar ensayos acelerados en pavimentos, es una máquina móvil que simula cargas vehiculares y de aeronaves en secciones de pavimentos lineales. Las especificaciones y características generales del HVS son las siguientes:

- Carga automatizada al pavimento de al menos 7,000 pasadas unidireccionales o 14,000 bi-direccionales en un periodo de 24 horas a 12 kph, empleando rueda de camión o de aeronave.
- Niveles de carga admisibles entre 20 y 80 kN con rueda dual de camión y de hasta 200 kN con rueda de Avión.
- Velocidades promedio de ensayo de hasta 20 kph.
- Indexación programable o automática (recorrido de la rueda) entre pasadas en incrementos de 25 a 75 mm a través de 0.8 m de ancho.
- 2 Perfilómetros laser en la estructura de la rueda de carga.
- Generador Diésel para auto-alimentación capaz de producir 440 V.





Figura 3.4.- Simulador de Vehículos Pesados (HVS Mark VI) en el IMT.

3.4 Pista de ensayo

Para llevar a cabo este primer ensayo a escala real se construyó un pavimento semirrígido, el cual está constituido de una base estabilizada con Cemento Portland y Zeolitas sintéticas, la cual es el elemento principal de soporte, se colocó encima un recubrimiento asfaltico de alta densidad (RAAD), el cual tiene únicamente la función de impermeabilizar la capa inferior. Estas capas de pavimento están colocadas directamente sobre el terreno natural el cual está clasificado como una arena limosa en matriz de boleos.

La pista se realizó de acuerdo al proceso constructivo convencional empleado en México para bases estabilizadas y su configuración final y características se muestran a detalle en la figura 3.5. Cabe resaltar que este pavimento no cuenta con talud, con capa subrasante ni con los medios para simular los factores medioambientales como la humedad o temperatura, por lo que en futuras investigaciones deberá considerarse estos elementos para obtener información de mayor calidad. El Anexo A presenta el reporte constructivo de esta pista.





Figura 3.5.- Sección longitudinal de la pista de ensayos acelerados. (Elab. propia).

3.5 Instrumentos y equipos de medición

La instrumentación instalada en la estructura del pavimento se usó para medir las respuestas estructurales del pavimento ante la aplicación de las cargas. A continuación se describe brevemente cada uno de ellos.

- *Multi-Deph Deflectometer (MDD)*: es un instrumento que permite obtener curvas completas de deflexión a diferentes profundidades en el pavimento (figura 3.6).
- *Asphalt Strain Gage (ASG)*: Mide deformaciones unitarias en capas de materiales asfálticos (figura 3.6).
- *Soil Pressure Cell (SPC)*: Mide esfuerzos en materiales no ligados como gravas, arenas y arcillas (Figura 3.7).
- *Crack-Activity Meter (CAM):* Mide movimientos simultáneos de grietas superficiales en el sentido vertical y horizontal (Figura 3.7).
- *Thermocouple (TC)*: Mide la temperatura ambiente y del pavimento. Un thermocouple está constituido de dos cables de distintos materiales (figura 3.8).
- *Perfilómetro Laser longitudinal del HVS (PL-HVS)*. Dispositivo que mide perfiles Longitudinales en base al recorrido y posición de la rueda de carga (Figura 3.8).
- *Road Surface Deflectometer (RSD)*: Es una viga Benkelman automatizada que mide cuencas de deflexión superficial en un pavimento (Figura 3.9).



- *Perfilógrafo Laser Transversal (PLT)*: Mide perfiles transversales de la pista de ensayo para calcular profundidades y anchos de rodera (Figura 3.9).
- *Heavy Weight Deflectometer (HWD)*: es un equipo que mide curvas de deflexión en pavimentos al aplicar cargas dinámicas de impacto (figura 3.10).
- *Data Acquisition Equipment (DAE)*: Es el equipo de adquisición de datos que se encarga de medir un fenómeno eléctrico o físico como voltaje, corriente, temperatura, presión o sonido, proveniente de la instrumentación colocada en el pavimento (Figura 3.10).
- *Operator Control Unit (OCU)*: Es la computadora que controla las operaciones del HVS y permite programar y ordenar la ejecución de las pruebas de ensayo (Figura 3.10).

Los instrumentos de medición fueron colocados en diferentes puntos de interés en la pista de prueba de acuerdo a la figura 3.5 con la finalidad de evaluar diferentes respuestas estructurales.



Figura 3.6.- Multi-Deph Deflectometer, MDD (izquierda) y Asphalt Strain Gage, ASG (derecha).



Figura 3.7.- Soil Pressure Cell, SPC (izquierda) y Crack-Activity Meter, CAM (derecha).





Figura 3.8.- Termo-Couple TC (izquierda) y Perfilómetro laser longitudinal PLL-HVS (derecha).



Figura 3.9.- Road Surface Deflectometer RSD (izquierda) y Perfilómetro Laser Transversal PLT (derecha).





Figura 3.10.- Deflectómetro de Impacto HWG (izquierda). Equipo de Adquisición de datos (DAE) y Unidad de control de operaciones, OCU (derecha).



3.6 Respuestas típicas de la Instrumentación

En esta investigación las deflexiones fueron las mediciones más recurrentes y los MDDs fueron los sensores más utilizados. La señal obtenida del MDD muestra las curvas completas de deflexión a diferentes profundidades en función de una carga y velocidad específicas al paso de la rueda, todas las mediciones con este sensor se realizaron a 0, 400 y 650 mm debajo de la superficie del pavimento y sus unidades están dadas en mm (figura 3.11a).

Otro equipo recurrido para medir cuencas de deflexión fue el RSD; el cual mide, curvas de deflexión en un punto sobre la superficie de rodadura cuando se aplica una carga con la rueda del HVS. La señal obtenida de una medición se ilustra en la figura 3.11b.

Las deformaciones unitarias horizontales en la capa de rodadura fueron obtenidas del ASG colocado longitudinalmente dentro de la capa de rodadura, este dispositivo es muy sensible respecto a la posición de la carga y al sentido de colocación, sus unidades están dadas en micro-deformaciones y la señal de respuesta se muestra en la figura 3.11c.

El CAM es un dispositivo que se coloca sobre una grieta y mide los desplazamientos horizontales y verticales simultáneamente al paso de una carga, figura 3.11d. Los datos son grabados continuamente al acercarse la rueda de carga hacia el punto de medición y después de pasar. Este dispositivo ha permitido medir los movimientos de las grietas transversales en diferentes etapas de la vida del pavimento y observar los cambios bajo diferentes condiciones de carga, tipo de rueda y presión de inflado.

El HVS cuenta con un sistema de 2 perfilómetros laser longitudinales PLL-HVS de alta precisión, montados sobre la estructura de la rueda de carga que trabajan a una frecuencia de 16 kHz. Durante las pruebas de medición el vehículo se mueve a una velocidad de 4 kph sin tener contacto con la superficie del pavimento, el perfil obtenido en 3D se muestra en la figura 3.11e. Adicionalmente se realizan mediciones con un perfilómetro laser transversal PLT a cada metro de la pista para determinar la evolución de la profundidad y ancho de las roderas, figura 3.11f.

Otro importante equipo empleado para complementar mediciones de deflexiones fue el Deflectómetro de impacto HWD. Se utilizó durante el proceso constructivo, al inicio y final del periodo de ensayo para calcular la resistencia del terreno natural y de las capas del pavimento por medio de la técnica de Retrocálculo, además como medio de comprobación de los resultados obtenidos de otros dispositivos como MDD y RSD. Un ejemplo de una cuenca de deflexión típica obtenida con este equipo se presenta en la figura 3.11g.











ASG (c)

CAM (d)





PL-HVS (e)





HWD (g)

Figura 3.11.- Respuestas típicas de los instrumentos y equipos de medición.



3.5 Desempeño de la pista

El desempeño del pavimento puede evaluarse por el cambio de las condiciones originales con el paso del tiempo y del tránsito (deterioro). Cada aplicación de carga de la rueda del HVS deja una 'marca' en la estructura que se acumula con el tiempo. Existen diferentes tipos de deterioros que pueden presentarse y que se acumulan con el paso de los años, tales como la deformación permanente, agrietamiento por fatiga, desintegración de la superficie de rodadura, desprendimientos *–aumenta la Macrotextura-*, segregación, etc. En este trabajo, se puso énfasis principalmente en el monitoreo de la fatiga por agrietamiento, la deformación permanente y en la evolución de la resistencia de las capas por medio de E.

La falla de un pavimento ocurre cuando uno o más de los deterioros alcanzan un nivel inaceptable. Hay varios factores que afectan el desempeño de un pavimento (figura 3.12), tales como el trafico (Volumen de carga, presión de inflado de las ruedas, magnitud de la carga, velocidad del vehículo, configuración eje/rueda, ubicación de la carga en el carril, etc.), las condiciones ambientales (humedad y temperatura, así como su interacción); la construcción y practica de mantenimiento; así como combinaciones de todas las demás (Mamlouck, 2006; Huang, 2004; Doré & Zubeck, 2009, citados por Sævardóttir, Þ., 2014).



Figura 3.12.- Factores que afectan el desempeño de una carretera (Haas, 2001).

capítulo 4

FUNDAMENTOS TEÓRICOS

4.1 Introducción

Los pavimentos son extensas estructuras que pueden estar construidas sobre diferentes suelos, condiciones geológicas y climas diversos, generando un comportamiento estructural variable en una misma carretera. De la superficie de rodamiento del vehículo hacia las capas inferiores, la estructura distribuye las cargas vehiculares hacia la subrasante, evitando deformaciones excesivas y controlando el efecto ocasionado por el medio ambiente. De abajo hacia arriba el pavimento debe minimizar esfuerzos y deformaciones relacionadas por efectos medioambientales como capilaridad, ciclos de congelamiento-descongelamiento y el proceso de consolidación. Dicha estructura necesita cumplir con las características físico-mecánicas en base a ciertos estándares de calidad a fin de cumplir con las solicitaciones requeridas y evitar lo mejor posible la aparición de deterioros que disminuyan la servicialidad y vida útil del pavimento.

En este capítulo se presenta brevemente el soporte teórico utilizado para el análisis de los resultados obtenidos del APT en base a los objetivos e hipótesis planteados al inicio de esta investigación.

4.2 Tránsito y carga

Para el análisis del tránsito y las cargas se consideran la configuración de los ejes, el número de repeticiones, áreas de contacto de las ruedas y las velocidades de operación.

La caracterización de las solicitaciones producidas por el transito sobre una infraestructura carretera es compleja, no solo por la variabilidad de los distintos vehículos, sino también por la interacción vehículo- pavimento que producen fenómenos con solicitaciones adicionales a las propias cargas estáticas del tránsito (Arriaga y Garnica, 1998).

Para dicha caracterización se pueden estudiar independientemente los siguientes aspectos:

- Magnitud de las cargas según la composición del tránsito (carga por eje, tipos de ejes y repeticiones de carga).
- Forma geométrica de cada solicitación sobre el pavimento, área de contacto y reparto de presiones sobre la misma.
- Velocidad de los vehículos y tiempo de solicitación en un punto.
- Estado de esfuerzos que producen las cargas, en función de su magnitud y tipología (verticales, tangenciales, fenómenos de impacto, etc.) y las características de las capas del pavimento.



4.2.1 Magnitud de las cargas

El efecto de las cargas en una carretera es complejo debido a múltiples configuraciones de ejes y arreglos de los neumáticos de los vehículos, es por ello que en diseños de pavimentos se tratan en grupo y se convierten a una repetición por vehículo. Todas las cargas ocasionan un daño al pavimento y para calcular su impacto se emplea el concepto de eje equivalente, el cual transforma las cargas variables en una carga estandarizada.

Un factor de eje equivalente de carga EALF define el daño por pasada a un pavimento de un eje relativo al daño por pasada de un eje de carga estándar, usualmente 18 kip (80 kN) de eje simple de carga. El diseño se basa en el número total de pasadas de ejes de carga estándar durante un periodo de diseño, definido como eje simple equivalente de carga (ESAL) y se calcula de la siguiente manera.

$$ESAL = \sum_{i=1}^{m} F_i N_i$$

Donde *ESAL*=Equivalent Single Axle Load, F_i = factor de daño i y está en función de la carga, N_i = es el número de repeticiones de la carga i analizada.

El Apéndice B presenta el cálculo de los ESALs de 8 Tn aplicados a la pista de ensayos.

4.2.2 Forma geométrica de las solicitaciones de carga

En los métodos de diseño mecanicista, es necesario conocer el área de contacto de los neumáticos en el pavimento, así el eje de carga puede suponerse estando uniformemente distribuido sobre el área de contacto. El área de contacto depende de la presión del neumático. La figura 4.1 muestra que la presión de contacto es mayor para presiones bajas del neumático, porque las paredes de la llanta están en compresión y la suma de las fuerzas verticales debido a las paredes y a la presión del neumático debe ser igual a las fuerzas debidas a la presión de contacto. La presión de contacto es más pequeña cuando se tienen altas presiones en la rueda porque las paredes del neumático están en tensión. Sin embargo, en diseño de pavimentos, la presión de contacto normalmente se asume igual a la presión del neumático (Huang, 2004).



Figura 4.1.- Relación entre presión de contacto y presión del neumático (Huang, 2004).



4.2.3 Velocidad de aplicación

Otro de los factores relacionados con el tránsito es la velocidad de los vehículos, si es empleada la teoría viscoelástica, la velocidad es directamente relacionada a la duración de la carga. Si la teoría elástica es empleada, el modulo elástico de cada material que compone el pavimento debe ser seleccionado adecuadamente en relación a la velocidad del vehículo (Huang, 2004). La velocidad tiene una influencia decisiva en la rigidez en materiales ensayados y por lo tanto en los niveles de esfuerzo/deformación de los materiales; a menores velocidades, el daño generado es mayor (Rabe, 2008; Núñez et al, 2008; Theisen et al, 2009).

4.2.4 Estado de esfuerzos de las cargas

Los neumáticos de los pavimentos se apoyan sobre el pavimento produciendo una huella de forma distinta para cada tipo de neumático, presión de inflado, carga por rueda, velocidad y estado de la superficie. Cuando está en movimiento, además de variar la forma de la huella, aparecen solicitaciones distintas a las verticales, que son las que existen cuando el vehículo está detenido o con movimiento uniforme: aparecen esfuerzos horizontales debido al rozamiento y a los cambios de trayectoria, succiones de agua contenida en la sección estructural y esfuerzos verticales de impacto por efectos del movimiento del vehículo y las irregularidades de la carretera (Garnica et al, 2002).

A partir de las respuestas estructurales –esfuerzos, deformaciones y deflexiones- es posible calcular el daño que recibirá un pavimento en cierto periodo, para los diferentes tipos de deterioros correspondientes al pavimento que se evalúe, así también es posible evaluar su desempeño bajo las condiciones a las que fue sometido.

Cuando un vehículo aplica una carga, una pequeña cantidad de la deformación puede ser permanente y acumularse al aplicar más cargas, este fenómeno causa deterioros en la estructura y posteriormente hace llevarla a su falla de servicio (Huang, 2004). El patrón de esfuerzos inducidos en un pavimento debido a una carga en movimiento es complejo y difícil de simular en laboratorio (figura 4.2), en capas sin ligar, los esfuerzos verticales y horizontales son positivos, mientras que el esfuerzo cortante se invierte al pasar la carga, causando una rotación del esfuerzo cortante principal. Bajo cargas de tránsito, las capas granulares del pavimento muestran una respuesta no lineal y elastoplástica dependiente del tiempo, y por lo tanto la respuesta resiliente es normalmente definida por el módulo resiliente, Mr.

El comportamiento resiliente de materiales granulares sin ligar es afectado por varios factores tales como el nivel de esfuerzos, densidad, gradación-tamaño máximo de partículas del material, tipo de agregados y forma de las partículas, donde el efecto de los parámetros de esfuerzo es lo más importante (Lekarp, 2000, citado por Sævardóttir, Þ., 2014).





Figura 4.2.- Esfuerzos en el pavimento al paso de una rueda de carga (Sævardóttir, Þ., 2014).

4.3 Módulo resiliente

En un material elástico la deformación se incrementa linealmente en relación al incremento de esfuerzos. Al usar la ley de Hooke las deformaciones se asumen para ser elásticas lineales, resultando en parámetros de deformación para ser independientes del nivel de esfuerzos. Esta es la forma más simple para describir el comportamiento a la deformación resiliente de materiales granulares sin ligar. El módulo de elasticidad E se encuentra por medio de la ley de Hooke (Saevarsdóttir, 2014):

$$E=\frac{\sigma}{\varepsilon}$$

Es bien sabido que la mayoría de los materiales para pavimentos no son elásticos ya que experimentan deformación permanente después de cada aplicación de carga. Sin embargo, si la carga es pequeña comparada con la resistencia del material y es repetida muchas veces, la deformación bajo cada aplicación de carga es casi completamente recuperable y proporcional a la carga y puede ser considerada como elástica (Figura 4.3). El módulo elástico basado en la deformación recuperable bajo cargas repetidas es llamado módulo resiliente *Mr*, definido como:

$$M_R = \frac{\sigma_d}{\varepsilon_r}$$

Donde σ_d es el esfuerzo desviador (σ_1 - σ_3), y ε_r es la deformación recuperable.





Figura 4.3.- Deformaciones bajo repetición de cargas. (Huang, 2004).

4.3.1 Factores que afectan el Módulo resiliente

Existen varios factores que afectan la respuesta resiliente de materiales granulares tales como humedad, nivel de esfuerzos, densidad (Grado de compactación), graduación y tamaño máximo del agregado, tipo de agregado y forma de la partícula. A continuación se describe cada uno de estos parámetros:

a) Nivel de esfuerzos. El nivel de esfuerzos tiene alto impacto en las propiedades resilientes de materiales granulares. El módulo resiliente de materiales sin ligar es altamente dependiente en la presión de confinamiento y la suma de esfuerzos principales; cuando los niveles de esfuerzos se incrementan, el módulo de resiliencia incrementa. Al comparar el esfuerzo desviador o esfuerzo cortante a presión de confinamiento, se tuvo menos influencia en materiales rígidos (Lekarp et al. 2000a).

Los esfuerzos históricos afectan el comportamiento resiliente de materiales, así como la densificación del material y el reacomodo de las partículas bajo esfuerzos de aplicación repetidos. El efecto de los esfuerzos históricos puede ser despreciado si los esfuerzos aplicados son lo suficientemente bajos para prevenir deformación permanente en el material (Lekarp et al. 2000).

La relación de Poisson está influenciada por el estado de esfuerzos aplicados. Los resultados de ensayo Triaxial con presión de confinamiento constante y presión de confinamiento variable no concuerdan si la relación de Poisson decrementa o incrementa con la relación de aumentos del esfuerzo desviador para presión de confinamiento. De acuerdo a la MEPDG el efecto de la relación de Poisson en la respuesta de los pavimentos no es significante y por lo tanto es asumida a menudo como un valor constante (ARA, 2004).

b) Contenido de humedad. La respuesta resiliente de materiales granulares secos y parcialmente saturados es a menudo similar pero cuando el contenido de humedad se incrementa, se reduce el módulo de resiliencia, su resistencia a la fricción y a la deformación. En la MEPDG (ARA, 2004) se establece que el cambio del contenido de humedad, es el factor más importante para la cantidad de ahuellamiento de



materiales sin ligar, conforme se incremente la humedad, causa una disminución del módulo resiliente. Si todas las demás condiciones permanecen iguales, incrementado el contenido de humedad, conducirá a una mayor deformación elástica y por lo tanto mayor ahuellamiento.

Una de las razones de la reducción del módulo resiliente por el aumento del contenido de humedad es debido al efecto lubricante del agua causando bajas fuerzas entre partículas. Otra de las razones es que, si el suelo tiene una baja conductividad, la presión de poro por el agua en exceso podría acumularse con las cargas repetidas causando disminución del esfuerzo efectivo y conduciendo a la reducción de la resistencia y rigidez del material y menor oposición a la deformación permanente (Lekarp et al. 2000, citado por Sævardóttir, Þ. 2014).

- c) Densidad. Es bien sabido que el incremento de la densidad de un material granular cambia su respuesta ante cargas estáticas para volverse más rígido y más fuerte. Como la densidad se incrementa, el número de puntos de contacto se incrementa, causando una disminución en el promedio de esfuerzo de contacto correspondiente a cierta carga externa y por lo tanto menos deformación en las partículas de contacto, resultando en un más alto módulo resiliente. El módulo resiliente normalmente se incrementa con el aumento de la densidad (Lekarp et al. 2000, citado por Sævardóttir, Þ. 2014).
- d) Tipo de agregado y granulometría. Es bien sabido que el módulo de elasticidad varía entre diferentes tipos de rocas pero es difícil separar los efectos de las propiedades elásticas de los efectos de otros factores. Es imposible producir especímenes de materiales con idénticas distribuciones de tamaño de agregado y formas. La composición mineral de las partículas del agregado puede variar dependiendo del tamaño del agregado, y en el caso de agregados triturados se puede tener más bajas resistencias y rigidez que el material de la roca intacta original (Kolijosa, 1997). Yideti et al (2013) determinaron que la porosidad en los materiales granulares tiene mayor importancia en el desempeño del módulo resiliente, ya que al incrementarse la porosidad el módulo resiliente disminuye.

Una curva granulométrica normalmente presenta la distribución del tamaño de los agregados que a menudo contienen un gran número de partículas de diferentes tamaños. Generalmente se cree que el módulo resiliente disminuye con el aumento de en la cantidad de finos contenidos en el material. Si la cantidad de finos y otros pequeños granos es relativamente pequeña, no afecta en la habilidad de las partículas más grandes para tocar a otras y transmitir las cargas. De otra manera, si la cantidad de finos y otros pequeños granos es tan alta, que sobrepase los espacios vacíos entre las partículas más grandes, eso afecta directo en el contacto entre las partículas más grandes. Esto da como resultado material de granos gruesos *flotando* en el material de grano fino, siendo este último el que domina el comportamiento macroscópico del material. La distribución del tamaño de las partículas tiene alguna influencia en la rigidez de los materiales, pero se cree ser de menor importancia (Lekarp et al., 2000 citado por Sævardóttir, Þ. 2014).



Las pruebas no destructivas y el módulo elástico retrocalculado de un material, son procedimientos ampliamente aceptados por investigadores con el propósito de evaluar la capacidad estructural de los pavimentos. Al día de hoy se cuenta con diferentes técnicas que permiten calcular las respuestas de un pavimento ante las cargas aplicadas por los vehículos y que por medio de herramientas computacionales facilitan el proceso de análisis de los resultados. Para llevar a cabo el procedimiento de retrocálculo de las deflexiones obtenidas, se empleó principalmente el software de análisis multicapa de pavimentos WinJULEA.

4.4 Teorías para el cálculo de respuestas estructurales en pavimentos

Los cuatro tipos de teorías en áreas de diseño y revisión de estructuras de pavimento flexible son: Teoría para medios homogéneos, teoría para sistema multicapa, teorías de estructuras equivalentes y teorías especiales (Coria y Hernández, 2015). A continuación se describe brevemente las teorías empleadas en esta investigación a través de los programas de análisis de pavimentos y de retrocálculo, una para medios multicapa y otra para medios o estructuras equivalentes.

4.4.1 Teoría de la Elasticidad

La teoría de la elasticidad fue la primera teoría empleada en análisis de pavimentos. Aplicando esta teoría en el estudio de la respuesta estructural de pavimentos se asume que éste se comporta de manera elástica y funciona siempre y cuando la relación esfuerzodeformación sea constante. Esto indica que esta teoría es adecuada para secciones de pavimentos que no están sometidas a esfuerzos mayores que los esfuerzos de falla. El análisis de pavimentos usando la teoría de la elasticidad es normalmente llevada a cabo usando la ley de Hooke y la teoría de Boussinesq (Alkasawnedh, 2007).

4.4.2 Teoría Elástica Multicapa MLET

La MLET es un modelo de respuesta estructural ampliamente usado en la ingeniería de pavimentos. La teoría fue desarrollada primero para un sistema de dos y tres capas por el ingeniero Donald Martin Burmister (1943 y 1945 respectivamente), con el advenimiento de las computadoras fue extendida a un sistema de n-capas (Figura 4.4). Las hipótesis básicas del método son (Huang, 2004):

- Cada capa es homogénea, isotrópica y elástica lineal con módulo de Young E, una relación de Poisson (v) y un espesor finito (z), excepto la última capa que debe tener un espesor infinito.
- El material se asume sin peso y con un área de extensión infinita.
- La carga se aplica en un área circular con presión uniforme.
- Las condiciones de continuidad deben ser satisfechas en las interfaces de las capas con los mismos esfuerzos verticales, esfuerzos cortantes, desplazamientos verticales y desplazamientos radiales.

Para soluciones de más de tres capas, el proceso de definirlas a través de gráficas y de tablas se vuelve muy complicado debido a la complejidad de la resolución numérica de la ecuación de Burmister; por ello, en los últimos años se han desarrollado programas de cómputo que



permiten calcular las respuestas estructurales para cualquier estructura de pavimento (Coria y Hernández, 2015).



Figura 4.4.- Sistema de n-capas de un pavimento. (Huang, 2004).

4.4.3 Teoría de estructuras equivalentes

Las metodologías de evaluación estructural requieren análisis rápidos para la obtención de módulos elásticos, existe un procedimiento conocido como "estructuras equivalentes", en el que dos sistemas estructurales son equivalentes cuando las respuestas de la estructura ante la aplicación de las cargas son las mismas.

El método de las estructuras equivalentes fue desarrollado por el ingeniero Sueco Nils Odemark en 1949. Este método está basado en la suposición de que los esfuerzos y deformaciones por debajo de una capa dependen de la rigidez de esa capa solamente. Si el espesor, el módulo y la relación de Poisson de una capa son cambiados, pero la rigidez permanece sin cambiar, los esfuerzos y deformaciones por debajo de la capa deben también permanecer sin cambiar (Figura 4.5). Es decir, el método consiste en encontrar un espesor equivalente, *he*, para la primera capa, con un módulo igual al de la segunda capa, *E2*. Entonces, se tendría un espacio semi-infinito homogéneo donde se puede utilizar la solución de Boussinesq. La expresión general se muestra en la siguiente ecuación:

$$h_e = \sqrt[3]{\frac{E_1(1-\nu_2^2)}{E_2(1-\nu_1^2)}}$$





Figura 4.5.- Método de espesores equivalentes de Odemark para sistemas multicapa. (Coria y Hernández, 2015).

4.5 Retrocálculo de módulo elástico efectivo

El retrocálculo es la evaluación y análisis mecanicista de un pavimento por medio de sus respuestas estructurales obtenidas de diferentes dispositivos. El retrocálculo toma una medición de deflexión e intenta igualarla -dentro de un error tolerable- con una deflexión calculada, generada de una estructura de pavimento idéntica asumiendo una rigidez o modulo elástico E. El módulo de capa asumido en el modelo calculado, es ajustado hasta que produzca una deflexión que se aproxime a la obtenida de la medición. La combinación de suponer rigidez de la capa que resulta en esta igualación es después asumida estar cerca al actual modulo *in situ* para las capas del pavimento. El proceso de retrocálculo es usualmente iterativo y normalmente hecho con algún software. El diagrama de flujo mostrado en la figura 4.6, indica los elementos principales del proceso de retrocálculo (Pavement Interactive).



Figura 4.6.- Diagrama de flujo para llevar a cabo el procedimiento de Retrocálculo de Módulo elástico efectivo *E*. (Pavement Interactive).



4.5.1 Causas de error en el proceso de retrocálculo

Las fuentes de error son numerosas. Pueden ser separadas en dos categorías, sistemáticas y aleatorias. La mayoría de los errores aleatorios son asociados ya sea con los dispositivos de medición o la estructura y condición geométrica del pavimento. Los errores sistemáticos son asociados con la representación de la carga, modelado y análisis teórico de los materiales (Uzan et al, 1989).

La medición de la convergencia de error es usando típicamente la raíz del error medio cuadrado (RMSE por sus siglas en inglés):

$$RMSE = \sqrt{\sum_{i=1}^{Nd} \left[\frac{1}{nd} \left(\frac{dci - dmi}{dmi} \right)^2 \right]}$$

Donde:

nd = número total de sensores de deflexión usados dci= deflexión superficial del pavimento calculada en el sensor i dmi= deflexión superficial del pavimento medida en el sensor i

Para el proceso de retrocálculo se tomaron medidas de deflexión con tres equipos: HWD, MDD y RSD. Para la obtención de las curvas de deflexión teóricas se empleó el programa de análisis multicapa WinJULEA del Dr. Jacob Uzan. Posteriormente se determinó el módulo elástico efectivo de las capas a partir del proceso de retrocálculo en un rango de combinaciones de módulos propuestos. En el capítulo 6 se presentan los resultados obtenidos para la obtención de la evolución del módulo a partir de las cuencas de deflexión disponibles.

4.6 Criterios de falla

4.6.1 Fatiga en bases estabilizadas

La fatiga es el proceso de cambio estructural permanente, progresivo y localizado que ocurre en un material sujeto a tensiones y deformaciones variables en algún punto o puntos y que produce grietas o la fractura completa tras un número suficiente de fluctuaciones.

Swanson y Thompson (1967) definen que la fatiga es la falla progresiva de un material producida por esfuerzos repetidos que son menores a su resistencia máxima.

La tendencia del agrietamiento en general aumenta con el contenido de cemento a partir de determinados valores, y por tanto se producirá por agrietamiento una disminución de la resistencia del conjunto. El agrietamiento primero decrece con la proporción de cemento hasta un mínimo y después se incrementa, por lo que existe un contenido de cemento que minimiza el agrietamiento (Barksdale, R., 1968, citado por De la fuente, 2013). Un comportamiento típico se muestra en la gráfica 4.7.





Figura 4.7.- Formas típicas que muestran la influencia del contenido de cemento en el agrietamiento (De la fuente, 2013).

De la Fuente E., 2013, describe que el agrietamiento en capas estabilizadas con cemento se debe principalmente a:

- Cambios en la presión del agua intersticial dentro de la mezcla endurecida; que se producen por pérdidas y variaciones en el contenido de agua libre existente en los poros.
- Cambios en la estructura del suelo tratado (reorientación de las partículas durante el curado).
- La acción de las cargas impuestas por el tránsito.
- Las deformaciones de las capas inferiores del pavimento y del suelo de cimentación.
- Cambios físico-químicos en las características de los componentes.
- Cambios de temperatura.

La temperatura ejerce menor influencia, en capas de poco espesor, aunque en algunos casos suele ser significativa.

Las cargas y deformaciones pueden producir un agrietamiento importante conforme pasa el tiempo. También los cambios físico - químicos en los componentes y en la estructura pueden producir agrietamientos importantes en el corto plazo. Aunque, las perdidas y los cambios del contenido del agua libre son los que generalmente producirán los mayores efectos en el corto y largo plazo.

4.6.2 Deformación permanente

Las deformaciones permanentes de capas estructurales y subrasante de pavimentos tienen una influencia significativa en los deterioros de los pavimentos y su vida de servicio. De acuerdo a la norma mexicana N-CSV-CAR-1-03-009/16 las roderas se definen como los "surcos o huellas que se presentan en la superfície de una carretera pavimentada y que son el



resultado de la densificación o movimiento lateral de los materiales que la constituyen por efectos del tránsito".

En el sentido estricto, es la deformación vertical permanente del pavimento que se refleja en el perfil transversal y que se presenta como un surco longitudinal a lo largo del camino bajo las huellas de rodamiento.

Geométricamente se define como la máxima depresión por huella en el sentido perpendicular al eje del camino tal como se muestra en la figura 4.8. La presencia de roderas en el pavimento afecta no solo la condición estructural del pavimento (disminuye su vida útil), sino que también, en niveles extremos, afecta su condición funcional dificultando las condiciones de manejo y la seguridad de los usuarios, debido a que las roderas al ser una depresión en el pavimento, favorece la acumulación de agua en la superficie del camino, ocasionando hidroplaneo.

De acuerdo a la norma N-CSV-CAR-1-03-009/16, las roderas son causadas por tres mecanismos principales:

- Deformación vertical permanente o plástica en una dimensión en las capas de concreto asfaltico (típicamente referidas como densificación localizada).
- Flujo lateral en las mezclas de concreto asfaltico (algunas veces referida como deformación acelerada, terciaria o flujo por cortante).
- Deformación mecánica de las capas inferiores a la superficial.

Cada uno de estos mecanismos puede desarrollar este deterioro en un pavimento, pudiendo presentarse más de uno al mismo tiempo.



Figura 4.8.- Esquema de una rodera. (Norma N-CSV-CAR-1-03-009/16)

capítulo 5

BASES ESTABILIZADAS CON CEMENTO

5.1 Introducción

De acuerdo a la bibliografía existente, cuando un suelo no es adecuado para ser empleado en un pavimento, se puede realizar alguna de las siguientes posibilidades (Ashford, 1980):

- a) Producir un diseño usando las propiedades inherentes del material
- b) Remover el material existente y usar otro importado
- c) Tratar el material *in situ*.

Esta investigación se enfoca únicamente a la tercera opción, la cual no es siempre una herramienta ventajosa ya que habrá que considerar el conjunto de propiedades que se desee mejorar y la relación entre lo que se logrará al mejorarlas y el esfuerzo y dinero que en ello tenga que invertirse. Solo equilibrando minuciosamente estos factores puede llegarse a un correcto empleo de un estabilizante de suelos.

Las proporciones correctas del estabilizante a emplear deben ser determinadas antes de comenzar la construcción por medio de ensayos en laboratorio. Algunas de las propiedades estudiadas de los suelos que se consideran para ello son:

- Resistencia
- Permeabilidad
- Compresibilidad
- Durabilidad
- Módulo Resiliente Mr

Frecuentemente será posible utilizar tratamientos para mejorar simultáneamente varias de esas propiedades, pero también puede encontrarse evoluciones contradictorias, de manera que el mejoramiento de una propiedad significa el deterioro de otra u otras (Rico A. 1973).

En general, la técnica empleada para llevar a cabo una buena estabilización con cemento, considera dos criterios fundamentales, la durabilidad y la resistencia, repercutiendo ambos criterios en la economía (Loaiza 1982.).Los principales beneficios de la estabilización son (Ashford, 1980):

- Incrementar el módulo elástico
- Reducir susceptibilidad a la humedad
- Posibilidad de producir una capa de soporte limite
- Disminuir la permeabilidad (evitando la aparición de grietas)
- Reducir la contaminación por acarreos y desperdicios de nuevos materiales



Cuando se emplea Cemento Portland en altos porcentajes en la estabilización de un material se eleva enormemente el costo de la construcción, por esta razón se ha acudido al empleo de aditivos que potencialicen las propiedades del estabilizante y reduzcan su dosificación, generando materiales más resistente y más económicos. En algunas ocasiones la función del aditivo es la de sustituir una parte considerable de cemento en la estabilización con dicho producto, impartiendo al suelo la misma resistencia o aun mayor que la que impartiría el cemento sustituido; en otras ocasiones lo que se ha buscado obtener con el aditivo es retardar el fraguado o acelerarlo, e inclusive es frecuente el caso en que se emplea para hacer al suelo más trabajable y facilitar la adición del cemento (Loaiza 1982.).

Es esencial conocer las propiedades físicas y químicas de los aditivos a fin de analizar su comportamiento previo al uso y así poder optimizar los recursos materiales y económicos.

5.2 Definición de Base estabilizada

De acuerdo a la norma Mexicana N·CTR·CAR·1·04·003/00 "Materiales para capas estabilizadas" tenemos lo siguiente:

"La construcción de capas estabilizadas para subrasantes, revestimientos, subbases o bases, es la Estabilización mediante un tratamiento químico o mecánico de los materiales, el tendido de los mismos y su compactación. Para la estabilización química se incorpora un producto estabilizador que modifica alguna de las características físicas del material, mejorando su comportamiento mecánico o hidráulico. Los productos para estabilización más comúnmente utilizados son materiales asfálticos, Cemento Portland, cal hidratada y materiales puzolánicos".

Y de acuerdo a la norma N·CMT·4·02·003/04 "Características de los materiales para bases tratadas" tenemos la definición de Base Estabilizada con Cemento (BEC):

[Es] "Cuando se les incorpora de ocho (8) a diez (10) por ciento en masa, de cemento Portland, para obtener una resistencia a la compresión simple a los veintiocho (28) días de edad, no menor de 2.5 megapascales (25 kg/cm2) e incrementar su rigidez, reduciendo así el efecto de la fatiga sobre la carpeta o mejorando el apoyo de las losas de concreto hidráulico"

A continuación se describen las características más sobresalientes de los aditivos empleados en la pista de ensayo del IMT, combinados con el material granular (50% tepetate y 50% material de banco con calidad de base) a fin de comprender aspectos mecánicos relacionados a este material.

5.3 Cemento Portland

El cemento portland es un material finamente pulverizado, compuesto principalmente por minerales cristalinos artificiales, siendo los más importantes los silicatos de calcio y aluminio. Estos minerales al reaccionar con el agua producen compuestos capaces de impartir propiedades semejantes a las de las rocas una vez que ha endurecido la mezcla de cemento y agua.



5.3.1 Composición del Cemento Portland

Las partículas de Cemento se encuentran comprendidas entre 1 y 80 micras pasando la mayor parte por la malla No. 200. En la tabla 5.1 se presenta la composición típica del Cemento Portland Ordinario (CPO) con la finalidad de comprender las reacciones químicas y físicas que se presentaran al mezclarlo con otros componentes y el agua.

Compuesto (Abreviado)	Fórmula Química	%	Nombre	
C ₃ S	3CaO SiO ₂	50	Silicato Tricálcico	
C_2S	2CaO SiO ₂	25	Silicato Dicálcico	
C ₃ A	3CaO Al ₂ O ₃	12	Aluminato Tricálcico	
C ₄ AF	4CaO Al ₂ O ₃ Fe ₂ O ₃	8	Ferroaluminio Tetracálcico	
CSH ₂	CaSO ₄ H ₂ O	3.5	yeso Hidratado	

Tabla 5.1.- Composición Típica del Cemento Portland (Mindess, 1981).

Las propiedades de los principales compuestos del cemento al reaccionar con el agua, se han estudiado de acuerdo a:

- 1. Su contribución a la resistencia a la compresión
- 2. Cantidad de calor liberado
- 3. Velocidad de reacción

Los resultados de ese estudio se presentan en la tabla 5.2

Compuesto	Velocidad de reacción	Resistencia	Cantidad
C ₃ S	Moderada	Alta	Alta
C_2S	Lenta	Inicial baja, alta a largo plazo	Baja
C ₃ A	Rápida	Baja	Muy Alta
C ₄ AF	Moderada	Baja	Moderada

Tabla 5.2.- Características de hidratación del Cemento Portland (CEMEX 2006).

Desde el punto de vista de resistencia, C_3S y C_2S son los compuestos que aportan casi la totalidad de la resistencia del Cemento Portland. El Silicato Tricálcico (C_3S) es el responsable de la resistencia del cemento en las primeras tres o cuatro semanas; posteriormente el Silicato Dicálcico (C_2S) al reaccionar más lentamente, es el responsable de la resistencia del cemento a largo plazo durante semanas o aun meses. Las contribuciones de C_3A y C_4AF son despreciables.



5.3.2 Hidratación del Cemento

Al endurecimiento y fraguado de los materiales mezclados con cemento, que es el resultado de un proceso físico-químico entre el cemento y el agua, se le denomina hidratación.

Desde el punto de vista de generación de calor, durante el proceso de hidratación, C_3A y C_3S son los compuestos que mayormente contribuyen, C_4AF es el siguiente responsable y finalmente C_2S (Tabla 5.3). La figura 5.1 y tabla 5.4 muestra la evolución aproximada en el tiempo de hidratación de un Cemento Portland.

Compuesto	3 días	90 días	13 años
C ₃ S	58	104	122
C ₂ S	12	42	59
C ₃ A	212	311	324
C ₄ AF	69	98	102

Tabla 5.3.- Calores de hidratación a una edad determinada (Cal/g), (CEMEX 2006).



Figura 5.1.- Evolución del calor de hidratación de un Cemento Portland.



Periodo	Etapa de Reacción	Proceso Químico	Comportamiento cinético
	I Periodo de pre- inducción.	Hidrolisis inicial; liberación de iones	Muy rápido
Temprano	IIPeriodo de inducción	Continuación de la disolución; formación de C-S-H	Lento Nucleación
Medio	III Periodo de Aceleración (Periodo de post-inducción)	Inicia el crecimiento de productos de hidratación permanente	Control Químico rápido
	IVPeriodo de desaceleración	Continua el aumento de productos de hidratación; desarrollo de microestructura	Control Químico y de difusión moderado
A largo plazo	V Periodo de Difusión	Densificación gradual de la microestructura	Control de difusión muy lento

Nota: C-S-H= Hidratos de Silicato Cálcico, es una materia no cristalina de composición variable (geliforme), que forma partículas de menos de 1 micra.

Tabla 5.4.- Secuencia de Hidratación del Silicato Tricálcico (Sotelo & Bravo, 2011).

5.3.3 Propiedades de las BEC

Los materiales tratados con cemento presentan ciertas características que los diferencian de otros tipos de mezclas y a continuación se describen las más importantes (Juárez O. 2011):

- *Elevados módulos de elasticidad*: estos son muy superiores al de los suelos y al de las mezclas de estos con asfalto (Figura 5.2). Ello se traduce en una gran capacidad de reparto de cargas, de forma que los esfuerzos que llegan a las capas inferiores de la estructura tienden a disminuir las deformaciones producidas por la carga.
- *Comportamiento a edades tempranas:* la colocación en obra –desde el mezclado hasta la compactación- se debe realizar dentro del llamado plazo de trabajabilidad, que normalmente se encuentra en el plazo de 2 a 3 horas, salvo que se empleen retardadores de fraguado.
- *Estabilidad inmediata: de ser necesario*, los materiales tratados con cemento se pueden abrir inmediatamente a la circulación una vez compactados, lo que los hace muy útiles en refuerzo bajo tránsito.



- *Evolución rápida de resistencias:* desarrolla una rápida resistencia alcanzando valores apreciables a edades tempranas.
- *Importancia del grado de compactación:* el peso volumétrico alcanzado después de la compactación es un factor decisivo ya que de ello depende la resistencia.
- *Comportamiento a fatiga:* las ecuaciones de fatiga describen la relación directa de los esfuerzos aplicados y la resistencia ultima a flexión del elemento, siendo esta última de mayor capacidad debido al incremento del módulo elástico que permite mayores repeticiones de carga debido al tránsito.
- *Fisuración por retracción térmica:* la fisuración de los materiales tratados con cemento es un hecho inherente a su naturaleza y no se debe atribuir siempre a fallas en la ejecución. Debido a su elevado módulo de elasticidad y su coeficiente de dilatación térmica, los esfuerzos presentes en las variaciones de temperaturas diarias y estacionales pueden llegar a rebasar la de ruptura del material a pesar incluso del efecto protector de las capas superiores.
- *Resistencia a la abrasión:* en general los materiales tratados con cemento son materiales que no pueden soportar directamente el paso de un gran número de vehículos pesados sin que se produzcan importantes desgastes. Ello obliga a disponer sobre ellos una capa de rodadura de mezcla asfáltica o de concreto hidráulico.



Figura 5.2 Rangos de modulo elástico de materiales empleados en capas de pavimentos (Juárez O. 2011).



5.3.4 Propiedades físicas

a) Peso Volumétrico y humedad

Los valores de peso volumétrico y humedad óptima de un material tratado con cemento no presentan grandes diferencias con respecto a los materiales sin adición de cemento. El elevado contenido de finos que habitualmente presentan las arenas o suelos tratados con cemento, da lugar a mezclas con relativamente bajos pesos volumétricos y mayores contenidos de humedad, comparados con otros valores obtenidos de materiales granulares.

Al aumentar la humedad de una mezcla tratada con cemento se presentan dos situaciones; por una parte, se aumenta la relación agua-cemento, lo que tiende a disminuir las resistencias mecánicas, por otra parte se eleva el peso volumétrico, hasta alcanzar la humedad optima y con ello resistencia. Normalmente la resistencia máxima de un material tratado con cemento no se obtiene con su humedad óptima de compactación, sino con un valor un poco más reducido (Juárez O. 2011).

b) Permeabilidad

En BEC esta propiedad es muy baja debido a la falta de vacíos del material endurecido que llena los vacíos entre los materiales granulares. El agua puede penetrar por capilaridad un cierto espesor, directamente proporcional al coeficiente de permeabilidad (tabla 5.5), lo que puede afectar a la durabilidad del material en zonas sometidas a fuertes heladas.

MATERIAL	COEFICIENTE DE PERMEABILIDAD (M/S)
Agregados con cemento	10-10-10-12
Arena con Cemento	10-5-10-10

Tabla5.5.-Rangosaproximadosdelcoeficientedepermeabilidad para materiales tratados con cemento (Juárez O.2011).

5.3.5 Propiedades mecánicas

Para dimensionar capas semirrígidas se necesita evaluar el comportamiento mecánico de los materiales tratados con cemento que integran su estructura. Para ello se requiere conocer cuatro parámetros fundamentales (Juárez O., 2011):

a) Resistencia a la ruptura: indica el máximo esfuerzo que puede soportar el material sometido a una carga estática.

Los ensayos para medir la resistencia a la ruptura son los de compresión, tensión, compresión indirecta y flexocompresión (Figura 5.3), este último es que mejor reproduce la forma de trabajo del material al paso de las cargas de tráfico. La



resistencia de los materiales tratados con cemento está influidas por varios factores que a continuación se presentan:

- Contenido de cemento
- Humedad de la mezcla
- Densidad alcanzada por la compactación
- Naturaleza y granulometría de los pétreos
- Edad del material
- Temperaturas durante el proceso de fraguado

Influencia del contenido de cemento tiene una gran importancia en la resistencia alcanzada por el material debido al aumento de enlaces entre partículas. En bases estabilizadas, el contenido de cemento tiene una influencia determinante en las resistencias alcanzadas pero también están influidas por el tipo de suelo empleado.



Figura 5.3.- Esquema de diferentes ensayos para caracterizar la resistencia a la rotura, (Juárez O. 2011).

b) Módulo de elasticidad: representa la relación entre el esfuerzo aplicado y la correspondiente deformación unitaria, siendo un indicativo de la deformabilidad del material.

Este parámetro es un indicativo de la capacidad de reparto de esfuerzos, tanto a las capas inferiores como al suelo de soporte. Generalmente los materiales tratados con cemento presentan un comportamiento elástico marcadamente lineal.

c) Coeficiente de Poisson: representa la relación entre la deformación transversal y la deformación axial del material, al aplicarle también una carga axial.

Para diseño suele adoptarse un coeficiente de 0.25 para mezclas con cemento de materiales granulares o de suelos con gravas. En el caso de utilizar suelos más finos, el valor del coeficiente aumenta hasta 0.25-0.30 para suelos limosos, o bien 0.30-0.35 para arcillosos.



d) Resistencia a la fatiga: representa la capacidad del material para soportar la aplicación repetida de cargas inferiores a las de ruptura sin que se agriete. Esta característica se suele definir mediante leyes que relacionan las tensiones que se producen en el material por una determinada carga con el número de repeticiones de la misma que admite el material hasta su ruptura.

Debido a que el tráfico actúa por repetición de cargas, resulta fundamental conocer la relación entre los esfuerzos permisibles y el número de repeticiones actuantes que producen el agrietamiento del material.

Con la resistencia a la ruptura, módulo de elasticidad y el coeficiente de Poisson, se puede estimar las respuestas estructurales, debido a los esfuerzos y deformaciones ante una determinada solicitación de carga. Con la fatiga se estima el número de aplicaciones de carga necesarias para que se llegue a la falla (agrietamientos).

Las propiedades mecánicas de las BECs también dependen de la edad y de las condiciones de humedad y temperatura a las que se hayan estado sometidas durante su fraguado y endurecimiento.

5.3.6 Propiedades térmicas

Es necesario considerar las propiedades térmicas de las mezclas con cemento, puesto que de sus valores dependen:

- El desarrollo de gradientes de temperatura en las capas del pavimento, provocados fundamentalmente por los cambios de temperatura entre el día y la noche.
- Los cambios de longitud en un material cementado que se presenta en épocas del año (entre verano e invierno) simulan el efecto de una losa de concreto hidráulico, originando esfuerzos de origen térmico, dando lugar a grietas de contracción.

Estos fenómenos tienen gran influencia tanto en el desarrollo de fisuras en las capas tratadas como en su posible reflexión en las capas de rodadura.

5.4 Zeolitas Sintéticas

Las Zeolitas se conocen desde 1756, cuando el minerólogo Sueco Cronstedt descubrió la Estilbita (Figura 5.4) el termino *zeolite* proviene de los términos griegos *zeo* (hervir) y *lithos* (piedra), su aplicación industrial comenzó a mediados del siglo XX. La primera zeolita artificial fue producida en 1950 por Linde de Union Carbide Corporation en los EE.UU. para ser utilizadas como intercambiadores iónicos, para luego incrementar sus usos como catalizadores, adsorbentes o detergentes, a partir de ese momento las zeolitas tomaron un auge inusitado, hasta el punto de que actualmente se conocen más de 10,000 patentes relacionadas con la síntesis de estos materiales (Mindess, 1981).

Las zeolitas son naturales o sintéticas. Las primeras se forman en una variedad de ambientes geológicos, sobre materiales silíceos (Rocas volcánicas, arcillas, feldespatos, sílice biogénica y diferentes formas de sílice). La interacción de soluciones alcalinas con estos materiales



geológicos da lugar a la formación de zeolitas naturales en el registro geológico (Breck, 1974, Dyer, 1988 y Bekkum et al. 1991).

Las zeolitas sintéticas se obtienen en el laboratorio imitando las condiciones naturales de activación alcalina. Es decir, mediante la cristalización de un gel a partir de agua, una fuente de sílice, y una fuente de alúmina en medio alcalino. El producto final viene definido por su estructura cristalina, su reacción Si/Al y su contenido de agua. Todo ello está en función de la temperatura, presión, pH, y las concentraciones de reactivos utilizados durante la cristalización.

La naturaleza de la zeolita viene determinada básicamente por factores cinéticos. Haciendo variar la composición de las soluciones y las condiciones operatorias, es posible sintetizar zeolitas de diferentes estructuras o la misma zeolita con diferentes composiciones químicas (Roij & Egyed, 2014).



Figura 5.4.- Zeolita Natural Estilbita (izquierda) y Sintética (derecha). (Morante, 2005).

5.4.1 Propiedades de las zeolitas

Las zeolitas son aluminosilicatos cristalinos de elementos de los grupos I y II, en particular Na, K, Mg, Ca, Sr y Ba. Existe un conjunto de zeolitas sintéticas con características basadas en el mismo objetivo pero diseñadas para usos muy específicos. Para el caso de estabilización de suelos, están diseñadas específicamente para la transformación de cualquier tipo de suelo para la elaboración de bases estabilizadas con cemento y resolver los problemas de baja resistencia (Roij & Egyed, 2014).

Las zeolitas sintéticas empleadas para este estudio (Rc) son una mezcla inorgánica formulada a partir de compuestos alcalinos y activadores de patente basados en nanotecnología, modificando el proceso de hidratación del cemento portland al desarrollarse y amplificarse la formación de cristales en la estructura, generando un entramado multidireccional envolvente y denso (Figura 5.5). Es un producto en forma de polvo que consiste en materiales alcalinos y alcalinotérreos y zeolitas sintéticas, enriquecidos con un material proactivo complejo que le aporta características únicas al producto (Sotelo & Bravo, 2011). Este producto aumenta y mejora la resistencia y la flexibilidad de las construcciones en general, modifica la dinámica y química dentro del proceso de hidratación del cemento e influye en



el proceso de cristalización positivo, mediante la formación de uniones cristalinas en forma de aguja, además puede acelerar o demorar el proceso de hidratación del cemento en caso de necesidad. Cuando se utiliza combinándola reduce el uso de Cemento necesario, e incluso facilita el uso de materiales de construcción secundarios que normalmente no serían adecuados.



Figura 5.5.- Formación de cristales empleando zeolitas sintéticas (Roij y Egyed, 2014).

5.5 Interacción Cemento-Zeolitas

Los compuestos químicos en el cemento influyen durante el proceso de hidratación, pero los componentes de menor importancia probablemente cambian la velocidad de las reacciones químicas importantes durante dicho proceso, pero al agregar zeolitas sintéticas, la distribución de los componentes de hidratación cambia.

La cristalización del hidróxido de calcio se produce a velocidades diferentes y se reduce la generación de calor durante la hidratación, hay más formación de cristales durante las reacciones y la matriz cristalina es más intensa y cerrada. El mecanismo de unión entre partículas cambia de "pegar" a "envolver" o encapsular, formando un entramado molecular de agujas largas, similar a un entrelazado de partículas como se muestra en la figura 5.6 (Roij & Egyed, 2014).

Debido a la presencia de zeolitas sintéticas la cantidad de agua atrapada como un compuesto libre, cambia químicamente en esferas junto con su carga eléctrica y la tensión superficial, permitiendo que los cristales crezcan en los espacios vacíos, generando al final un material menos permeable y más resistente.

La reducción en la porosidad y en el incremento de la matriz estructural cristalina, aumenta la resistencia a la compresión simple y a la tensión por flexión, elevando el modulo elástico del producto final (Roij & Egyed, 2014).





Figura 5.6.- Simulación del proceso de Hidratación y cristalización envolvente con zeolitas sintéticas (Roij y Egyed, 2014).

De acuerdo a investigaciones realizadas en los laboratorios del IMT, en las que se ha estudiado el comportamiento esfuerzo-deformación en términos de modulo elástico y módulo de resiliencia, se ha concluido que de acuerdo a la comparativa de suelo- cemento y suelo- cemento-zeolitas, este último ha tenido las resistencias más altas en las diferentes edades de ensayo, como se puede apreciar en la figuras 5.7.



Figura 5.7.- Mr de especímenes ensayados a 365 días para las tres condiciones: suelo natural, suelocemento y suelo-cemento-zeolita sintética (Ruvalcaba, 2016).



5.6 Aspectos relacionados con agrietamientos en materiales de base

Las grietas superficiales en los pavimentos pueden aparecer por alguna de las siguientes causas (George K.P., 2001):

- Grietas por contracción/térmicas originadas en la base.
- Grietas por fatiga inducidas por las cargas del tráfico.
- Grietas de fatiga inducidas en el fondo de la carpeta asfáltica, eventualmente propagadas hacia la superficie.
- Grietas térmicas y grietas debido al envejecimiento del asfalto, ambas originadas en la superficie.

Es de interés particular en esta investigación y por los alcances del proyecto, considerar especial estudio de agrietamientos inducidos por las cargas impuestas del tránsito.

5.6.1 Reflexión de Grietas superficiales

La reflexión de grietas a través de la estructura de una carretera es una de las principales causas del deterioro prematuro en los pavimentos. La discontinuidad originada por los agrietamientos en la capa de base da como resultado altas concentraciones de esfuerzos de tensión en el fondo de la capa superficial. Esto inicia la propagación de agrietamientos en la capa superficial y pueden estar ubicadas directamente sobre la grieta existente de la base (Grieta tipo A, Figura 5.8) o desplazada respecto a ella (Grieta tipo B, Figura 5.8). Estos agrietamientos son conocidos como agrietamiento por reflexión y depende de la geometría y propiedades del material (George K.P., 2001).



Figura 5.8.- Tipos de agrietamiento en la superficie del pavimento, directo sobre el origen (izquierda) y Desplazado (derecha), (George K. P., 2001):

Cuando las grietas tienen una abertura menor a 3 mm, no representan un problema al desempeño del pavimento, sin embargo las grietas mayores pueden ocasionar una superficie de rodamiento áspera y el deterioro de este. Las grietas anchas ocasionan que el agua se infiltre y ocasione el efecto de bombeo hacia la superficie degradando de esta manera la estructura. Algunos estudios confirman que los problemas de las bases estabilizadas son



resultado de la infiltración de agua en las grietas de contracción y que ocasiona perdida de material por bombeo, separación de las capas y deterioros del pavimento a lo largo del agrietamiento (Adaska W, 2004).

5.6.2 Agrietamiento transversal inducido por contracción

Las grietas transversales en la capa superficial que resultan por contracción de la base estabilizada (Figura 5.9), inician en el fondo de la capa superficial y se desarrollan a través de ella hasta la superficie (NCHRP Project 04-36). El agrietamiento es debido al enlace entre la capa superficial y la base estabilizada (George, 2002). Little (1995), encontró que altos valores de módulos crean grietas de contracción anchas y bajas trasferencias de carga.



Figura 5.9.- Agrietamiento transversal, (a) Debido a grietas de contracción en la base estabilizada (Freeman and Little, 2002), (b) Grieta transversal reflectada en la superficie de la pista de ensayos acelerados en el IMT a 1 año de su construcción.

5.6.3 Causas del agrietamiento por contracción

Las grietas por contracción aparecen cuando los esfuerzos de tensión en la base exceden la resistencia a tensión del material. Existen numerosos factores que ocasionan deformaciones por contracción en bases cementadas. De acuerdo a la literatura, los principales factores que afectan en la contracción y reflexión de grietas son (Adaska W, 2004):

- Contenido de cemento
- Tipo de material a estabilizar
- Grado de Compactación
- Temperatura y cambios de humedad
- Tiempo de curado



La mayoría de las grietas por contracción en bases tratadas con cemento se atribuye al proceso de secado del material (Adaska W, 2004). Otros factores que ocasionan agrietamiento y contracción pueden ser:

- Fallas en capas inferiores de la base
- Esfuerzos de tensión en la base
- Deformación progresiva de la base
- Contracción del material por cambios de temperatura
- Cargas del transito

George K. P. 1968; citado por Sebesta S. y Scullion T. 2004; mencionan que el espaciamiento de las grietas se considera como una función de la fricción en la subrasante y los esfuerzos de tensión en la base. El ancho de las grietas depende del espaciamiento y la deformación de contracción ultima en el material. Este autor propone que el mecanismo de agrietamiento se debe principalmente a que los microagrietamientos iniciales aparecen en áreas defectuosas de la base, posteriormente y debido al incremento de esfuerzos de contracción, estos microagrietamientos dan origen a macrogrietas. Él propone que las grietas longitudinales inician en la subrasante y se reflejan a través de la capa tratada con cemento.



CAPÍTULO 6

ANÁLISIS DE LOS RESULTADOS

6.1 Introducción

En este capítulo se presentan los resultados y el análisis derivados de las pruebas de comportamiento del pavimento, retrocálculo de Modulo Elástico efectivo E a partir de las deflexiones y la descripción del trabajo de monitoreo del proceso de fatiga y deformación permanente. Posteriormente se presentan las conclusiones derivadas del estudio y de las experiencias adquiridas con los equipos durante la etapa de investigación.

6.2 Pruebas de Comportamiento

Las pruebas de ensayo se delimitaron considerando las capacidades del HVS, la instrumentación y los equipos de medición disponibles. La tabla 6.1 muestra la matriz componente de las características de los ensayos.

Se determinó la influencia y el efecto de diferentes velocidades y cargas, así como su modo de aplicación y se monitoreó la evolución de dos mecanismos de falla: deformación permanente y fatiga.

Otra tema es el análisis y evolución de la capacidad estructural del pavimento, representada por su módulo elástico efectivo E, obtenido a partir de las deflexiones medidas con MDD, RSD y HWD por medio del proceso de retrocálculo.

Carga, kN	Velocidad,	Configuración	Modo de	Condición	Instrumentación y
	kph	neumático	ensayo	Pavimento	equipos
20 a 200	3 a 20	Rueda dual ¹ y de avión ²	Unidireccional y Bidireccional	En seco	MDD, ASG, SPC, RSD, CAM, HWD, PLL, PLT.

¹710 kPa de presión de inflado, ²49x17 tipo VII, 1400 kPa de presión de inflado.

Tabla 6.1.- Parámetros disponibles para realización de ensayos. (Elab. propia).

6.2.1 Modo de ensayo

El HVS puede aplicar las cargas en modo *Unidireccional* y *Bidireccional*; es decir, en un solo sentido (CE-TE) o en ambos (CE-TE, TE-CE). Diversos estudios han demostrado que el sentido de aplicación puede influir notablemente en el deterioro del pavimento y en las respuestas de los instrumentos de medición. Novak et al. (2004), realizaron estudios en un pavimento asfáltico y concluyeron que las roderas son mayores cuando las cargas se aplican en modo Unidireccional debido a que el material es continuamente "amasado" y reorientado en la misma dirección.


La tabla 6.2 presenta las características de ensayo realizado, con el objetivo de estudiar el efecto del modo de aplicación de las cargas, la figura 6.1 muestra los resultados de deflexiones máximas promedio obtenidas con MDD para los dos modos de carga ensayados, se puede observar que las magnitudes resultaron prácticamente iguales en ambos casos, por lo que se concluyó que para las condiciones del pavimento, el modo de aplicación de carga no influyó significativamente en las respuestas de la instrumentación; por tanto, se determinó que el modo bidireccional era el más apropiado para el resto del ensayo ya que se aceleraría la acumulación de daño.

Modo de carga	Carga, kN	Velocidad	Rueda de carga	Presión de inflado
Unidireccional	20, 40, 60 y 80	8 kph	Dual de camión	710 kPa
Bidireccional		Ĩ		

Tabla 6.2.- Características del ensayo realizado para estudiar el efecto del modo de carga, (Elab. propia).



Figura 6.1.- Resultados de deflexiones promedio máximas obtenidas de MDD en modo unidireccional y bidireccional de carga para profundidades a Z=0, Z=400 y Z=650 mm (a), para Z=0 (b). (Elab. propia).

6.2.2 Efecto de la velocidad en las Deflexiones

De acuerdo con algunos investigadores, las bajas velocidades de operación producen respuestas de mayor magnitud en los instrumentos de medición debido al tiempo de contacto pavimento-neumático. A fin de conocer tal efecto, se realizaron ensayos en la pista de pruebas aplicando ciclos de carga a 60 kN con velocidades de 3, 6, 9, 12 y 15 kph en orden



ascendente y posteriormente las mismas velocidades en orden descendente y se midieron deflexiones con MDD para evaluar el efecto.

De los resultados se observó que las magnitudes de deflexión δ obtenidas se mantuvieron constantes (figura 6.2), ya que no fue posible llevar a cabo mediciones a mayores velocidades, se concluyó que para el rango de velocidades del HVS la velocidad no influye en las respuestas de deflexión. Por lo anterior se optó 12 kph como velocidad nominal en la mayor parte de las pruebas.



Figura 6.2.- Promedio de deflexiones máximas obtenidas con MDD variando la velocidad de forma ascendente (a) y descendente (b). (Elab. propia).

6.2.3 Efecto de la Carga

Se llevó a cabo mediciones de deflexión con MDD en un rango de 20 a 200 kN, con velocidades de 3, 7.5, 12, 15 y 20 kph para cada nivel de carga, empleando rueda de avión a 1400 kPa de presión de inflado. Los resultados de las deflexiones máximas presentaron un comportamiento lineal (figura 6.3), la variación de las cargas fue ligeramente apreciable solo para el sensor superficial Z=0, para los sensores colocados a 400 y 650 mm de profundidad las deflexiones no presentan un cambio significativo debido a la alta rigidez de la base estabilizada.

La expresión resultante para el cálculo de las deflexiones δ en función de la carga *L* a la profundidad z=0 fue la siguiente:

$$\delta(L) = 0.0034 * L + 1.683 (mm)$$





Figura 6.3.- Promedio de deflexiones maximas obtenidas con MDD bajo variaciones de cargavelocidad a diferentes profundidades Z=0 (a), Z=0, 400 y 650 mm (b). (Elab. propia).

6.3 Tránsito

Se efectuaron aproximadamente 440,000 aplicaciones de cargas variables durante la etapa de ensayo y se calcularon los factores de daño de acuerdo a la expresión empleada del AASHO Road Test:

$$FD = \left(\frac{Lx}{EL}\right)^4$$

Siendo FD el factor de daño, Lx es la carga que se calcula el daño que ocasiona y EL es la carga estándar de 8 Tn. La suma de los factores de daño multiplicada por las cargas dió como resultado una acumulación de 11.2 millones de ESALs de 8 tn en la pista de pruebas del HVS (Figura 6.4). En el Apéndice B se detalla el proceso de acumulación de las cargas y el cálculo de ESALs.



Figura 6.4.- Acumulación de ESALs en la pista de ensayo con el HVS. (Elab. propia).



6.4 Medición de deflexiones

La medición de deflexiones permite conocer la capacidad estructural de los pavimentos y el efecto de las cargas vehiculares puede estimarse a lo largo de la vida de proyecto (Corro, 1997). En general la deflexión es un buen indicador del estado del material, bajas deflexiones indican un alto modulo y viceversa. (Freeme, 1986).

El comportamiento de los diferentes tipos de pavimentos es controlado por el comportamiento individual de las capas y por la interacción entre ellas. El balance que hay dentro del pavimento puede cambiar, causando sobresfuerzos en algunas capas y un cambio de estado del material.

Existen factores que afectan el proceso de medición de deflexiones, algunos intrínsecamente ligados a los equipos de medición y otros relacionados a factores ambientales en el momento de ensayo, principalmente con la temperatura, es por ello que durante las mediciones se llevó un buen control de su registro con el propósito de estudiar su influencia.

Puesto que la cámara de temperatura del HVS se encuentra en desarrollo, no fue posible realizar experimentos controlando el efecto de la temperatura en el pavimento, únicamente se midieron deflexiones superficiales con RSD durante el día y la noche para evaluar el impacto de la temperatura ambiente, de acuerdo al inciso 8.1.6 de la norma AASHTO T 256-01. Se pudo determinar que el gradiente de temperaturas; de aproximadamente 15^oC, no afectó significativamente en la magnitud de los resultados de deflexiones (figura 6.5). Para fines de esta investigación se consideraron únicamente mediciones realizadas durante el día.



Figura 6.5.- Promedio de Deflexiones máximas superficiales obtenidas con RSD durante el día (2 P.M.) y la noche (3 A.M.). (Elab. Propia).



6.5 Análisis de deflexiones de MDD

Se obtuvieron cuencas de deflexión con MDD en 2 puntos sobre el pavimento (el MDD1 y MDD2 se colocaron a 6.5 y 3.5 m respectivamente del origen de la pista), haciendo variar la carga, velocidad y tipo de rueda. Inicialmente se empleó el equipo HWD únicamente para medir deflexiones durante el proceso constructivo de la pista, previo al inicio del APT y al final del periodo de ensayo con el propósito de complementar la información obtenida de los otros equipos y enriquecer la información de la investigación.

Con las cuencas de deflexión fue posible calcular el módulo elástico efectivo E del pavimento por medio del proceso de Retrocálculo. Del análisis de la pendiente de la deflexión también es posible obtener valiosa información de la capacidad estructural.

La figura 6.6 y 6.7 muestran la evolución de las deflexiones máximas de los MDDs; estas deflexiones se obtuvieron bajo el centro de la rueda de carga a las profundidades Z=0, Z=400 y Z=650 mm a diferentes acumulaciones de tránsito. Como puede observarse, el cambio más importante en el MDD 1 ocurrió cerca de los cuatro millones de ESALs y a partir de ese intervalo las deflexiones continuaron creciendo en menor proporción. Para el gráfico de la figura 6.7; correspondiente al MDD 2, se presentó una falla en el LVDT a Z=0, aproximadamente a los 3.5 millones de ESALs, por lo que los datos obtenidos posteriormente son erróneos.

Las figuras 6.8 a 6.10 se observan los cambios en la deformación elástica a diferentes niveles de tránsito a las profundidades donde fueron colocados los LVDTs. Algunos usuarios de MDD han encontrado que cuando es colocado uno de estos sensores muy cerca de la superficie del pavimento, las mediciones se ven perturbadas por cuestiones del ancho de la perforación en donde son instalados, por lo que se debe tener muy en cuenta esta situación al momento de usar los datos para análisis, esto pudo constatarse ya que durante el proceso de retrocálculo, se encontraron valores muy altos, totalmente fuera de los rangos típicos para las condiciones y características del pavimento y del ensayo, además la forma de las cuencas presentaban pendientes muy altas previo a su punto de inflexión, este comportamiento fue muy diferente al observado en otros equipos y se presume que fue originado al perder cierta transferencia de carga, por la discontinuidad de la perforación. La información del LVDT Z=0 solo se contempló para analizar la evolución de la deflexión máxima.

Observando resultados de ambos MDDs se puede observar que las deflexiones del MDD1 fueron mayores, esto se atribuyó a que en el área donde se ubicó el sensor, se desarrolló una zona con densidad de agrietamientos muy alta, iniciada en una grieta transversal. Esta deducción fue posteriormente verificada con el RSD.





Figura 6.6.- Evolución de las deflexiones máximas obtenidas con el MDD 1 a 80kN de carga a 6 m del punto de origen de la pista. (Elab. propia).



Figura 6.7.- Evolución de las deflexiones máximas obtenidas con el MDD 2 a 80kN de carga, puede verse como el LVDT a Z=0 dejó de funcionar correctamente a partir del tercer punto graficado. (Elab. propia).





Figura 6.8.- Cambio en la zona de deflexión por acumulación de tránsito, MDD Z=0. (Elab. propia).



Figura 6.9.- Cambio en la zona de deflexión por acumulación de tránsito, MDD Z=400. (Elab. propia).





Figura 6.10.- Cambio en la zona de deflexión por acumulación de tránsito, MDD Z=650. (Elab. propia).

6.6 Análisis de Deflexiones superficiales de RSD

Las deflexiones superficiales con RSD se midieron a cada metro sobre 12 puntos en el eje longitudinal de la pista, aplicando 40 kN de carga con rueda dual de camión a 710 kPa de presión de inflado y velocidad de 0.5 kph (Figura 6.11). Como se supuso inicialmente, se lograron mayores deflexiones en las áreas más fatigadas, derivadas de 3 grietas transversales, ubicadas aproximadamente en los puntos 2, 7 y 12 (Figura 6.12).

La figura 6.13 muestra la tendencia de evolución de las deflexiones promedio máximas de cinco puntos de medición a diferentes acumulaciones de tránsito. Se monitoreo con mayor interés el punto 11 de la pista, ya que fue la zona con mayor agrietamiento, las cuencas de deflexión obtenidas en este punto se muestran en la figura 6.14. Puede observarse la pérdida de resistencia del pavimento conforme se aplicaron ciclos de carga; así también, se resalta el hecho de que en la última cuenca de deflexión se puede apreciar *escalones;* los cuales, fueron atribuidos al hecho de que al paso de la rueda cerca de alguna grieta, se perdía la transferencia de carga en las zonas adyacentes debido a la discontinuidad del pavimento.





Figura 6.11.- Medición de deflexiones superficiales con RSD.



Figura 6.12.- Evolución de las deflexiones superficiales con RSD a cada metro de la pista. (Elab. propia).





Figura 6.13.- Evolución del promedio de deflexiones máximas superficiales obtenidas en 5 puntos medidos en el eje de la pista con RSD a 40 kN de carga y a 4 diferentes acumulaciones de tránsito. (Elab. propia).



Figura 6.14.- Cambio en la zona de deflexión por acumulación de tránsito en el punto 11 RSD. (Elab. propia).



6.7 Análisis de deflexiones medidas con HWD

El Deflectómetro de impacto HWD es uno de los equipos más avanzados y utilizados para medir la respuesta estructural de un pavimento. Su sistema de aplicación de cargas es a través de un impulso generado por la caída de una carga sobre el pavimento, simulando el efecto del paso de un vehículo. Este equipo mide la deflexión máxima por medio de geófonos bajo el área de aplicación de la carga y en una serie de puntos separados a distancias variables del centro del impacto: 0, 20, 30, 45, 60, 90, 120 y 150 cm del eje del plato de carga (Figura 6.15).

Las deflexiones con HWD se obtuvieron en el terreno natural, previo a la construcción de la pista, durante el proceso constructivo, al inicio y final del periodo de ensayo. Durante el desarrollo de las pruebas, no se tomaron mediciones intermedias con este equipo.

Cada punto medido sirvió para determinar toda la zona de deflexión; sin embargo, debido a falta de mediciones intermedias en el periodo de ensayo, no fue posible obtener un gráfico que permitiera el modelado de la evolución de las deflexiones.

Al comparar los resultados de la deflexión promedio obtenida al inicio y final del periodo de ensayo (Figura 6.16) se constató la pérdida de rigidez y soporte del pavimento con el aumento considerable de la deflexión máxima y al haber disminuido el módulo elástico E como posteriormente se presenta.



Figura 6.15.- Medición con HWD en la pista de ensayos acelerados.





Figura 6.16.- Curvas de deflexiones obtenidas con el equipo HWD a 60 kN de carga al inicio y final del ensayo. (Elab. propia).



6.8 Retrocálculo de módulo elástico efectivo E

El retrocálculo es una técnica empleada para evaluar la capacidad estructural de un pavimento y determinar el valor del módulo elástico efectivo E de las capas que lo conforman, partiendo de las deflexiones obtenidas de las mediciones y las calculadas teóricamente. El término "efectivo" se usa para distinguir entre el módulo elástico medido en laboratorio y el medido *in situ*.

Las cuencas de deflexión teóricas se originaron a partir del software de análisis multicapa de pavimentos WinJULEA (Figura 6.17). Para efectuar el proceso de retrocálculo se empleó una macro programada en VB-Excel, una hoja de cálculo y el programa de cómputo PITRABACK de la UCR (Apéndice C).

La cantidad de datos recibidos del DAS por los diferentes equipos medidores de deflexión está en función de la precisión de grabación. Para MDD y RSD la precisión es de 0.01 m; por cada curva de deflexión se obtenían aproximadamente 12,700 y 4,000 datos continuos respectivamente que posteriormente se convertían a formato txt; en el caso de HWD, la cuenca de deflexión se forma a partir de nueve deflexiones que corresponden al número de geófonos que dispone el equipo y pueden ser colocados a conveniencia sobre la superficie del pavimento. Por practicidad se consideró la cuenca de deflexión como simétrica, tomando para análisis la parte en donde la curva incrementa su magnitud hasta alcanzar la deflexión máxima δ_0 . Asimismo, se llevó a cabo un análisis en base a los puntos de inflexión, con el fin de optimizar la convergencia entre curvas medidas y teóricas. Se pudo concluir que para esta investigación, los puntos de inflexión críticos de la cuenca se presentan dentro del rango de 1 metro a partir de δ_0 , ya que en la mayoría de los casos, se observó que posterior a esa distancia las deflexiones tienden a ser constantes y cercanas a cero, además de ser una zona muy variable dentro del proceso de las 3 mediciones protocolarias establecidas para MDD y RSD (Figura 6.18); por tanto, para fines prácticos de análisis, se consideró únicamente la información dentro del rango de distancia de 1 m y así minimizar el error comparativo RMSE (Formula 6.1) durante el análisis y proceso de retrocálculo.

$$RMSE = \sqrt{\sum_{i=1}^{Nd} \left[\frac{1}{nd} \left(\frac{dci - dmi}{dmi} \right)^2 \right]}$$
 Fórmula 6.1

Donde *nd* es el número de deflexiones que conforman la cuenca, *dci* es la deflexión calculada teórica y *dmi* es la deflexión medida por el equipo.

Se realizó un *tratamiento* a las curvas de deflexión de RSD efectuando una media móvil aritmética, con el objetivo de disminuir el *ruido* y mejorar el ajuste entre las cuencas de deflexión.



		≞ 上						Devile of Colorian	D. D.			
nputi	Layers							- Results at Laiculat	ions Points			Colordat
	Thickness	E-Mo	dulus	PR	Slip	>	^		Point 5	Point 6	Point 7 ^	
1	3600).0	140.00	0.40000		0.0000		X-Coord.	900.00	1200.0	1500.0	
2	0.00	00	140.00	0.40000				Y-Coord.	0.0000	0.0000	0.0000	<u>S</u> ave
3								Z-Coord	0.0000	0.0000	0.0000	
4								Stress_X	0.35948	0.11999	-0.45823	<u>O</u> pen
5								Stress_Y	0.17918E-01	-0.48693E-02	-0.11258E-02	
6							~	Stress_Z	0.0000	0.0000	0.0000	Clear 4
								ShearStress_XZ	0.0000	0.0000	0.0000	
nput l	Loads					_		ShearStress_YZ	0.0000	0.0000	0.0000	_
	X-Coord.	Y-Coord.	Load	Con	tact Area	^		ShearStress_XY	0.0000	0.0000	0.0000	<u>R</u> eport
1	0.0000	0.0000	60	0000.	70686.			Strain_X	0.25165E-02	0.87099E-03	·0.32699E·02	
2								Strain_Y	-0.89910E-03	-0.37761E-03	0.13012E-02	About
3								Strain_Z	-0.10783E-02	-0.32892E-03	0.13125E-02	
4								ShearStrain_XZ	0.0000	0.0000	0.0000	Exit
5						~		ShearStrain_YZ	0.0000	0.0000	0.0000	
								ShearStrain_XY	0.0000	0.0000	0.0000	
nput l	Evaluation Po	oints		nput Calcu	lation Dec	ths		Displt_X	-0.11774	0.76184E-01	·0.71239E·01	
	V Card	V Canal	<u> </u>		Daath			Displt_Y	0.0000	0.0000	0.0000	
		0.0000			0.000r	+ ^		Displt_Z	0.18206	0.11226	0.10458E-01	
-	200.00	0.0000	_		0.0000	1		PrincStress_1	0.35948	0.11999	0.15381E-07	
2	450.00	0.0000		2		-		PrincStress_2	0.17918E-01	-0.84029E-08	·0.11258E·02	ll la com
3	450.00	0.0000		3		-		PrincStress_3	-0.55511E-16	-0.48693E-02	-0.45823	
4	000.00	0.0000		4		-		PrincStrain_1	0.25165E-02	0.87099E-03	0.13125E-02	ERDC-W
5	300.00	0.0000		5		-		PrincStrain_2	-0.89910E-03	-0.32892E-03	0.13012E-02 🗸	Airfields
6	1200.0	0.0000	~	6		¥		<			>	Branch

Figura 6.17.- Software de análisis multicapa de pavimentos WinJULEA empleado en esta investigación para generar las curvas de deflexión teóricas.



Figura 6.18.- Análisis geométrico de los puntos de inflexión en una cuenca de deflexión. (Elab. propia).



6.8.1 Cálculo de cuencas de deflexión teóricas

Se describe a continuación los parámetros de entrada necesarios para el cálculo de las respuestas estructurales por medio del WinJULEA (WJ):

- a) *Espesores de capas:* Base cementada de 0.40 m, el espesor de 0.02 m de la microcarpeta se despreció al no aportar capacidad estructural.
- b) *Módulo semilla:* Es el módulo elástico de una capa del pavimento propuesto por el analista en la metodología de retrocálculo, con el objetivo de intentar igualar la deflexión medida por los equipos de medición. Se usaron valores iniciales de acuerdo a los resultados de especímenes ensayados en laboratorio y a los existentes en la teoría: 15,940 y 13,790 MPa respectivamente para el caso de la base cementada y 200 para el terreno de desplante.
- c) *Coeficiente de Poisson*: Es la relación de la deformación vertical con la deformación radial de un material al estar sometido a un esfuerzo. Se emplearon valores típicos: 0.20 para base estabilizada con cemento y 0.40 para terreno natural (Zárate M., 2015).
- d) Carga: Para MDD, HWD y RSD se aplicaron 80, 60, y 40 kN respectivamente, por medio de una rueda de avión, rueda dual de camión y en el caso del HWD fue por medio del impacto de la caída de una masa sobre una placa metálica en la superficie del pavimento.
- e) Área de contacto: Está en función de la carga y de la presión de inflado de los neumáticos, el área de contacto rueda-pavimento se consideró circular, aunque esto no sea totalmente correcto, se asumió que el error es mínimo (Huang, 2004). Para el MDD se empleó la rueda de avión a 1400 kPa y para el RSD se utilizó la rueda dual de camión a 710 kPa. En el caso del HWD se calculó el área de la placa circular de carga con sus 30 cm de diámetro. Con las presiones de inflado y con el tipo de neumático se obtuvieron las siguientes áreas para RSD y MDD respectivamente: 563.54 y 571.43 cm². La placa del HWD abarca un área de 706.86 cm².

6.8.2 Modulo Elástico del terreno de desplante

Las primeras deflexiones fueron medidas sobre el terreno natural durante el proceso constructivo de la pista de ensayo con el equipo HWD. Con las curvas teóricas obtenidas del WJ fue posible llevar a cabo el procedimiento de retrocálculo de los módulos elásticos efectivos. Conforme a las condiciones del software se supuso una capa de material asumiendo tener las mismas propiedades del terreno de desplante, a fin de representar el mismo estado de esfuerzos y obtener la curva de deflexión más aproximada a la proporcionada por el deflectómetro. En la tabla 6.3 se puede observar las combinaciones de módulos utilizados para encontrar el mínimo RMSE entre la curva de deflexión teórica y la medida del HWD, la cual correspondió para la combinación E1 y E2= 180 Mpa (Figura 6.19), siendo este el módulo elástico inicial E_0 asignado para esa cuenca de deflexión.

Adicionalmente se empleó el software de retrocálculo PITRABACK-UCR (Figura 6.20) en las mismas curvas de deflexión y se compararon los resultados de ambos procedimientos para unificar un criterio. Se observó que en ambos casos estos resultados fueron muy similares y que por lo tanto se determinaron como correctos. La tabla 6.4 muestra el resumen de



resultados de módulos elásticos efectivos encontrados para el material *in situ* de algunas cuencas de deflexión obtenidas, los cuales se promediaron y se obtuvo finalmente el valor de $E_0 = 197.6 \approx 200$ Mpa.

E1/E2	80	90	100	120	140	160	170	180	200	250	300
80	1.56345667	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
90	0	0.83947863	0	0	0	0	0	0	0	0	0
100	0	0	0.48727755	0	0	0	0	0	0	0	0
120	0	0	0	0.38087353	0	0	0	0	0	0	0
140	0	0	0	0	1.86076767	0	0	0	0	0	0
160	0	0	0	0	0	0.38718928	0	0	0	0	0
170	0	0	0	0	0	0	0.35152961	0	0	0	0
180	0	0	0	0	0	0	0	0.10887446	0	0	0
200	0	0	0	0	0	0	0	0	0.42985156	0	0
250	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0.34432822	0
300	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0.46832337

Tabla 6.3.- Combinación de módulos empleados para realizar el retrocálculo de módulo elástico inicial E₀ del terreno de desplante. (Elab. propia).



Figura 6.19.- Cuencas de deflexión de HWD y teórica obtenida de WinJULEA para un módulo E de 180 Mpa en T.N. de desplante. (Elab. propia).





Figura 6.20.- Resultados de módulo elástico para T.N. retrocalculado en el programa de cómputo PITRABACK de la UCR.

FECHA	ESAL's	E ₀	САРА	HERRAM. DE RETROCÁLCULO
13-feb-15	0	180	T.N.	WinJULEA
13-feb-15	0	235	T.N.	WinJULEA
13-feb-15	0	195	T.N.	PITRA-BACK
13-feb-15	0	195	T.N.	PITRA-BACK
6-mar-15	0	185	T.N.	WinJULEA
	Promedio=	197.60		

Tabla 6.4.- Resumen de Módulos elásticos efectivos E₀ del terreno de desplante del pavimento obtenidos por retrocálculo con WinJULEA y PITRABACK. (Elab. propia).

6.8.3 Evolución del Módulo E

Durante el periodo de ensayo se midieron deflexiones con MDD, RSD y HWD a intervalos adecuados para evaluar el comportamiento del pavimento, y por medio del proceso de retrocálculo fue posible obtener los módulos elásticos efectivos de la base estabilizada BEC a diferentes acumulaciones de tránsito.

Módulo E₀ inicial

Una vez construida la pista de ensayos se tomaron las primeras deflexiones con HWD para poder calcular el módulo elástico efectivo inicial E_0 de la BEC previo a la acumulación de tránsito con el HVS. Posteriormente se analizaron las deflexiones representativas y se llevó a cabo el proceso de retrocálculo. La tabla 6.5 muestra las combinaciones de módulos empleadas para obtener la deflexión superficial teórica mejor ajustada a la medida con HWD en la superficie del pavimento, en este caso los módulos semilla utilizados fueron 13,000 y 200 MPa para BEC y terreno de desplante respectivamente (figura 6.21). Como puede observarse, la combinación con el menor RMSE fue para los módulos 200-15,000 Mpa. El proceso se repitió para otras cuencas de deflexión como se aprecia en la tabla 6.6 y de ello se



determinó finalmente el módulo elástico efectivo inicial del pavimento a partir de la media de los datos calculados, siendo este valor $E_0=11,210.80$ Mpa.

E1/E2	140	160	180	200
2100	1.98574467	1.73678285	1.53575829	1.36972538
2900	1.67520709	1.44933145	1.26676834	1.11553143
3900	1.42504563	1.21926785	1.05258193	0.91441868
4500	1.31311335	1.11652796	0.95723841	0.82515231
5000	1.23414159	1.04419436	0.89023381	0.76251167
6000	1.10451141	0.9255301	0.78054796	0.66022964
7000	1.00168845	0.83168859	0.69399451	0.57980774
8000	0.91763079	0.75516118	0.62359555	0.51458995
10000	0.78398655	0.63359549	0.5120606	0.41183212
11000	0.73020435	0.58484605	0.46765537	0.3711973
13000	0.64267158	0.50608443	0.39642733	0.30699875
15000	0.57111723	0.44190535	0.33887444	0.25613526
20000	0.43182498	0.31827472	0.23135224	0.26613526

Tabla 6.5.- Combinación de módulos empleados para el retrocálculo de módulo elástico efectivo inicial E_0 de la BEC. (Elab. propia).



Figura 6.21.- Cuencas de deflexión del pavimento ajustadas al mínimo RMSE por retrocálculo. (Elab. propia).



FECHA	ESALs x 10 ⁶	E1 (MPa)	E2 (MPa)	MÉTODO	HERRAM. P/ RETROCALCULO
09-mar-15	0	10400	195	ESPESOR EQUIV.	PITRA-BACK
09-mar-15	0	15000	200	MULTICAPA	WJ-EXCEL
10-mar-15	0	10001	195	ESPESOR EQUIV.	PITRA-BACK
11-mar-15	0	10448	195	ESPESOR EQUIV.	PITRA-BACK
12-mar-15	0	10205	191	ESPESOR EQUIV.	PITRA-BACK
	Promedio=	11,210.80	195.17		

Tabla 6.6.- Resumen de las combinaciones de módulos elásticos en el proceso de retrocálculo previo al inicio del ensayo. (Elab. propia).

6.8.4 Obtención de módulos a partir de MDD

Ya durante el periodo de aplicación de las cargas se tomaron mediciones con MDD a 3 profundidades distintas: 0, 400 y 650 mm y se repitió el proceso de retrocálculo para conocer la evolución del módulo elástico a 5 diferentes acumulaciones de tránsito, excepto para los datos del MDD z=0 como previamente fue justificado en el inciso 6.5. Las tablas 6.7 y 6.8 muestran el resumen de las mejores combinaciones de valores de módulos elásticos encontradas. La figura 6.22 muestra un ejemplo de las curvas de deflexión ajustadas.

FECHA	ESALs x 10 ⁶	E1 (MPa)	E2 (MPa)	MÉTODO	HERRAM. P/ RETROCALCULO
21-oct-15	2.5	6000	190	MULTICAPA	WJ-EXCEL
26-oct-15	3.5	2100	170	MULTICAPA	WJ-EXCEL
29-feb-16	5	900	170	MULTICAPA	WJ-EXCEL
08-mar-16	6	700	170	MULTICAPA	WJ-EXCEL
21-jul-16	11	500	130	MULTICAPA	WJ-EXCEL

Tabla 6.7.- Resumen de las mejores combinaciones de módulos elásticos en el proceso de retrocálculo empleando las deflexiones del MDD Z=400. (Elab. propia).

FECHA	ESALs x 10 ⁶	E1 (MPa)	E2 (MPa)	MÉTODO	HERRAM. P/ RETROCALCULO
21-oct-15	2.5	18000	190	MULTICAPA	WJ-EXCEL
26-oct-15	3.5	18000	190	MULTICAPA	WJ-EXCEL
29-feb-16	5	8000	190	MULTICAPA	WJ-EXCEL
08-mar-16	6	7000	190	MULTICAPA	WJ-EXCEL
21-jul-16	11	4500	190	MULTICAPA	WJ-EXCEL

Tabla 6.8.- Resumen de las mejores combinaciones de módulos elásticos en el proceso de retrocálculo empleando las deflexiones del MDD Z=650. (Elab. propia).





Figura 6.22.- Cuencas de deflexión de MDD Z=400 ajustadas al mínimo RMSE a dos diferentes acumulaciones de tránsito. El tránsito está dado en millones de ESALs. (Elab. propia).

La figura 6.23 presenta los modelos resultantes de la evolución del módulo elástico efectivo E de la pista de ensayos acelerados en su capa de BEC y terreno de desplante, a partir de los datos recabados del MDD a 400 mm de profundidad a 80 kN de carga. Las expresiones derivadas del experimento se presentan a continuación:

 $E_{BEC} = 16,880 \ T^{-1.465}$

$$E_{TD} = 198 T^{-0.069}$$

Donde E_{BEC} y E_{TD} son los módulos elásticos efectivos de la BEC y terreno de desplante respectivamente y T es el tránsito, representado por el número de ejes equivalentes de 8 tn que se acumulan.

Se observó que los resultados de E obtenidos del retrocálculo con la información del MDD 650 fueron muy altos, esto se debió a que las deflexiones fueron muy pequeñas como consecuencia de la rigidez de la capa de base y de una excelente capacidad de soporte del terreno de desplante. Otra observación importante es que durante la perforación para la colocación del LVDT, se extrajo fragmentos de roca, por lo que se presume que el sensor a 0.65 m de profundidad pudo haber quedado confinado dentro de un boleo de roca o en parte



de él, infiriéndose por lo tanto, que su ubicación no es representativa del estado de esfuerzos del material de desplante y que como consecuencia los resultados del retrocálculo se encuentran alterados por esa condición.



Figura 6.23.- Módulos elásticos efectivos E derivados del proceso de Retrocálculo para BEC E1 y Terreno de desplante E2. (Elab. propia).

6.8.5 Obtención de módulos a partir de RSD

Debido a que las deflexiones superficiales no pueden ser logradas con precisión con MDD, se empleó el RSD para medirlas a cada metro sobre el eje longitudinal de la pista de ensayos (Figura 6.24). Las mediciones del punto 11 se utilizaron para el proceso de retrocálculo debido a la calidad de la información a 4 diferentes acumulaciones de tránsito (Tabla 6.9 y figura 6.25). El modelo que describe la evolución de E (Figura 6.26) está dado de acuerdo a la siguiente expresión:

$E_{BEC} = 2,998.1 T^{-0.505}$

Donde E_{BEC} es el módulo elástico efectivo de la BEC y T es el tránsito en ejes equivalentes de 8 tn.

Los módulos calculados a partir de RSD difieren a los encontrados en base a MDD, esto se debe a las diferencias notables en las condiciones del proceso de medición: carga, velocidad, tipo de neumático, presión de inflado y tránsito acumulado, por lo que el análisis comparativo de relación modular por ambos instrumentos deberá ser llevada a cabo en otro experimento.





Figura 6.24.- Cuenca de deflexión medida en el punto 7 de la pista.

FECHA	ESALs x 10 ⁶	E 1	E2	Método	HERRAM.DE RETROCALCULO
25/08/2015	2.2	2100	50	MULTICAPA	WJ-EXCEL
28/10/2015	3.5	1500	50	MULTICAPA	WJ-EXCEL
22/09/2016	10.8	900	50	MULTICAPA	WJ-EXCEL
21/10/2016	11.2	900	50	MULTICAPA	WJ-EXCEL

Tabla 6.9.- Resumen de resultados para las combinaciones de módulos elásticos efectivos por retrocálculo, a partir de las deflexiones del RSD. (Elab. propia).





Figura 6.25.- Cuencas de deflexión de RSD y WJ a dos acumulaciones de tránsito, expresado en millones de ESALs. (Elab. propia).



Figura 6.26.- Evolución de Módulo E de acuerdo a distintos niveles de tránsito acumulado en el punto 11 de la pista, medidos con RSD a una carga normalizada de 40 kN a 0.5 kph, rueda dual de camión. (Elab. propia).



6.8.6 Módulos finales a partir de HWD

Una vez concluida la etapa de ensayo se acumuló un aproximado de 11.5 millones de ejes equivalentes de 8 tn y se efectuaron mediciones con HWD para calcular E del pavimento. Los resultados del proceso de retrocálculo de módulos se presentan en la tabla 6.10 y la figura 6.27 ejemplifica el ajuste de cuencas de deflexión finales. Debido a la falta de mediciones intermedias con este equipo, no fue posible modelar la evolución del módulo E, sin embargo permite comparar esos resultados con los de otros equipos.

Fecha	ESAL´s	E1	E2	DESCRIPCIÓN	HERRAM.DE RETROCALCULO
24-oct-16	11.5	1120	65	MULTICAPA	PITRA-BACK
24-oct-16	11.5	1170	65	ESPESOR EQUIV.	PITRA-BACK
24-oct-16	11.5	2300	200	MULTICAPA	WJ-EXCEL
	Promedio=	1530	110		

Tabla 6.10.- Resumen de resultados para las combinaciones de módulos E, a partir de las deflexiones finales del HWD. (Elab. propia).



Figura 6.27- Cuenca de deflexión final de HWD empleada durante el retrocálculo. (Elab. propia).

6.8.7 Resumen de resultados

La tabla 6.11 presenta un concentrado de los resultados de modulo elástico efectivo E obtenidos por retrocálculo a partir de diferentes equipos de medición. Como puede observarse existen discrepancias sustanciales en los resultados, las cuales se han venido justificando a lo largo de este capítulo con el propósito de mejorar en futuras investigaciones el plan de estudio. En cada instrumento de medición se presentaron algunas dificultades que



ocasionaron la ausencia de información complementaria. El HWD se utilizó únicamente al inicio y final del APT, por lo que solo es posible realizar una comparativa con los módulos iniciales obtenidos en laboratorio. La importancia del RMSE durante el retrocálculo juega un rol de suma importancia al momento de analizar los resultados, puesto que a menor error de convergencia, la confiabilidad del resultado se incrementa. Desde ese punto de vista, los mejores resultados corresponden al MDD colocado en la zona de transición del pavimento con el terreno de desplante a 40 cms. de profundidad. En el Apéndice C se presentan las interfaces desarrolladas y empleadas para llevar a cabo el proceso de retrocálculo.

	Equipo de		TRÁNSITO EN MILLONES DE ESALs										
E (ivipa)	medición	0	2.2	2.5	3.5	5	6	10.8	11	11.2	11.5		
	HWD	11,211									1,530		
PEC	RSD		2,100		1,500			900		900			
DEC	MDD 6-400			6,000	2,100	900	700		500				
	LABORATORIO	14,796											
	HWD	198									110		
TN	RSD		50		50			50		50			
1.18.	MDD 6-400			190	170	170	170		130				
	LABORATORIO	230											

Tabla 6.11.- Resumen de módulos elásticos efectivos E encontrados por retrocálculo a partir de las deflexiones de HWD, MDD y RSD por medio del f-sAPT utilizando el HVS. (Elab. propia).



6.9 Falla del pavimento

Dos de los principales indicadores del desempeño de un pavimento son los niveles de deformación permanente y agrietamiento por fatiga, los cuales están en función de las propiedades del material, del daño por acumulación de tránsito, del clima y del proceso constructivo. Para la medición de estos mecanismos de deterioro fueron empleados equipos de alta precisión: PLT, PL-HVS y CAM, además de fotografiar y digitalizar la evolución del agrietamiento para cuantificar la cantidad y severidad del deterioro.

En esta primera etapa de investigación se evalúa el comportamiento y evolución de las roderas y agrietamiento por fatiga, al ser considerados los principales mecanismos de falla de un pavimento.

6.9.1 Deformación Permanente

La deformación permanente o roderas son asentamientos en el sentido longitudinal en la zona de las huellas o rodadas de los vehículos, las principales causas de su origen pueden ser una baja estabilidad de los materiales, mala compactación de la capa superficial y/o capas subyacentes, cargas vehiculares excesivas y repetitivas. En esta investigación todas las cargas se aplicaron sobre el eje longitudinal de la pista con el propósito de acelerar el daño y fueron evaluadas de acuerdo al criterio y condiciones límites permisibles de la norma Mexicana N-CSV-CAR-1-03-009/16 presentadas en la tabla 6.12. Sin embargo se aclara que dicha evaluación es en un sentido muy estricto considerando que el pavimento en cuestión está constituido de una estructura no usual en las carreteras.

	Intervalo de	e PR mm
Estado	Autopistas y corredores carreteros	Red básica libre y red secundaria
Bueno	<5	<7
Regular	5.1 a 8	7.1 a 9
malo	>8	>9

Tabla 6.12.- Intervalos de profundidad de roderas para la clasificación de tramos. (Norma mexicana de la SCT: N-CSV-CAR-1-03-009/16).

Por medio del PLT se midió las roderas inicial y final, la figura 6.29 muestra una sección al final del ensayo con un valor máximo de 13.6 mm de deformación permanente y una profundidad promedio de 7.5 mm. Los principales deterioros se presentaron aproximadamente a los 11 millones de ESALs observándose desplazamientos de material, desprendimientos de agregado y avanzado pulimiento de la superficie del RAAD (Figura 6.28). No fue posible la modelización del ahuellamiento con PLT debido a la ausencia de datos intermedios, sin embargo se concluyó en base a la tabla 6.12 y a la última medición realizada, la BEC se encontraba en estado regular de desempeño y funcionalidad y que la deformación vertical total se presentó prácticamente en la superficie de la capa, ya que como



se analizó previamente en los resultados de deformación elástica máxima de MDD, el LVDT Z=400 (frontera de la BEC con TD) registró al final del APT una deformación permanente de 0.3 mm, es decir el 2.2% de la deformación máxima registrada en la superficie. De la misma manera se analizaron los resultados de PL-HVS obtenidos a diferentes acumulaciones de tránsito y se calculó la profundidad promedio de rodera en cada perfil (Figura 6.30). El modelo mejor ajustado a la evolución del ahuellamiento se presenta a continuación:

$\Delta_p = 2.2327 \ln T + 0.1432$

En donde Δ_p = Deformación vertical permanente en mm y *T* es el tránsito acumulado en millones de ESALs. La figura 6.31 presenta el gráfico de dicho modelo resultante.

Referente a la deformación longitudinal de la pista se manifestó un fenómeno interesante, ya que aproximadamente a los 11 millones de ESALs pudo apreciarse el hundimiento o asentamiento súbito de un 20% del área ensayada. La figura 6.32 muestra la zona en cuestión ubicada adjunta a la grieta transversal número 1 y los gráficos 3D mostrados en las figura 6.33 presentan la superficie de la pista al inicio y final del ensayo. Siendo que en los alcances de esta investigación no se contempla la realización de pruebas *post mortem* para corroborar el origen de dicho fenómeno, se dedujo que la causa pudo haber sido un asentamiento irregular del terreno de cimentación bajo una de las áreas o bloques fracturados de la BEC al recibir una alta concentración de esfuerzos, originando consolidación, reacomodo o falla de los materiales subyacentes.



Figura 6.28.- Superficie del RAAD al final del APT.









Figura 6.30.- Progreso de la rodera medido con PL-HVS. (Elab. propia).





Figura 6.31.- Modelado del comportamiento de la deformación permanente en base a resultados promedio de PL-HVS.



Figura 6.32.- Evolución del perfil longitudinal de la pista a 15 cm del eje central de la pista. Se indica la zona de falla súbita a los 11 millones de ESALs. (Elab. propia).







Posiciones longitudinales



b)

Figura 6.33.- Superficie del pavimento a un tránsito de 2.2x10⁶ y 11.5x10⁶ ESALs (b).



6.9.2 Agrietamiento por fatiga

Una de las características más importantes de los materiales estabilizados con cemento son las contracciones generadas después del proceso de curado y fraguado, ocasionando fisuras y agrietamientos en algunos casos. Comúnmente estas grietas suelen ser del tipo longitudinal o transversal y no están asociadas a las cargas vehiculares.

A 55 días de la construcción de la pista, se registró la aparición de 3 grietas transversales en todo lo ancho de la pista, separadas entre sí como se muestra en la figura 6.34 y fue a partir de ellas que se derivó la *red de agrietamiento* durante el periodo de acumulación de cargas, la cual se fotografió y digitalizó a fin de calcular su densidad y severidad. Este agrietamiento inició en la base estabilizada y se propagó a la superficie del RAAD. Los resultados indican que las grietas transversales y los bloques formados consecuentemente, afectaron la distribución y concentración de esfuerzos que posiblemente originó el asentamiento y falla de la BEC como pudo apreciarse en la figura 6.32.

La figura 6.35 muestra la red de agrietamiento final desarrollada en la grieta no. 1 (Apéndice D) y en las figuras 6.36 y 6.37 aparecen los resultados de las mediciones de la densidad y severidad respectivamente, de esta última cabe aclarar que se presentan resultados monitoreados en una sola ubicación (a 20 cm del eje de la pista). El modelo resultante para el crecimiento de la red de agrietamiento es:

NA = 3.4352Ln(T) - 0.8592

En donde NA = Nivel de agrietamiento superficial de la BEC en m/m², T = Tránsito en millones de ejes equivalentes de 8 Tn. El Apéndice D muestra la evidencia fotográfica y datos de medición acerca del desarrollo de agrietamiento con la cual fue posible modelar su evolución.

El agrietamiento fue el principal deterioro de la sección estudiada y de ella se derivaron otros como bombeo, deformación permanente y desprendimiento de agregados; sin embargo, la evaluación indica que al final del APT la pista se encuentra en buen estado de conservación al encontrarse dentro de los rangos permisibles de la normativa.



Figura 6.34.- Grietas transversales de reflexión con 5 metros de separación aproximadamente, aparecidas a 2x10⁶ ESALs. (Elab. propia).





Figura 6.35.- Evolución de la red de agrietamiento superficial correspondiente a la zona adyacente a la grieta transversal no.1 -Marcada en rojo-. (Elab. propia).





Figura 6.36.- Modelo resultante de la evolución del agrietamiento en la BEC para la grieta No. 1. (Elab. propia).



Figura 6.37.- Evolución de la severidad de la grieta número 1 a 20 cm del eje central de la pista. (Elab. propia).



CONCLUSIONES Y OBSERVACIONES

El ensayo acelerado con el HVS se realizó exitosamente en un pavimento semirrígido a escala real controlando la magnitud y posición de las repeticiones de carga, empleando diferentes instrumentos y equipos de medición. El estudio se enfocó en analizar y evaluar el proceso de evolución del módulo elástico efectivo E por medio de retrocálculo, así como el monitoreo de la fatiga y deformación permanente.

Se comprueba que el HVS es una potente herramienta para estudiar el comportamiento mecánico de un pavimento. Con la información generada durante el APT se pueden desarrollar ecuaciones o modelos del comportamiento de la estructura, que en el futuro contribuirán a mejorar las actuales metodologías de diseño y procesos de construcción de pavimentos.

A continuación se presenta en orden cronológico las conclusiones, observaciones y sugerencias generadas durante esta investigación, las cuales se pretende sirvan de base a futuras investigaciones.

Conclusiones

1. No varía la magnitud de las deflexiones en *modo* de carga unidireccional y bidireccional empleando MDD.

Fue trascendental para el estudio determinar posibles diferencias en la magnitud de respuesta en los modos de carga ensayados, ya que esto podía alterar el tiempo de ensayo y en el comportamiento estructural del pavimento. No se presentaron diferencias en la magnitud de las deflexiones de MDD, es por ello que se utilizó el modo bidireccional como el modo nominal para la aplicación de las cargas del APT a fin de acelerar el daño a la pista de pruebas. El efecto en otros sensores queda pendiente de estudio.

2. La perturbación en MDD no es significativa ante las variaciones de carga.

Durante las pruebas de velocidad y carga, se analizaron deflexiones de MDD para determinar si los sensores presentaban perturbación al inicio de cada variación de velocidad y carga, se demostró que los MDDs recuperan inmediatamente su capacidad de respuesta y que a menores velocidades y mayor carga, la magnitud de las deflexiones se incrementa de forma lineal *–dentro del rango de ensayo-*, lo que representa mayor daño al pavimento.

3. La temperatura ambiente y superficial del pavimento no influyó en la magnitud de las deflexiones.

La influencia de la temperatura ambiente local fue nula en las deflexiones medidas con RSD, esto se concluyó al comparar resultados obtenidos en las horas de mayor y menor temperatura. El gradiente térmico fue de aproximadamente 15° C.



4. Las deflexiones superficiales medidas con MDD no son representativas del comportamiento del pavimento.

En el proceso de medición con MDD se observó que los LVDTs localizados en la superficie del pavimento, midieron la cuenca de deflexión en forma de *"aguja"*; es decir, la pendiente de la cuenca de deflexión fue muy alta comparada con cuencas superficiales de RSD y HWD, esto se debió posiblemente a que la perforación altera la transferencia de esfuerzos y deformaciones, además de la aplicación directa de la carga sobre el sensor. No fue posible emplear esta información para fines de retrocálculo. Se recomienda el uso de RSD y HWD para medir deflexiones superficiales.

5. El retrocálculo es una herramienta potencial para evaluar la capacidad estructural de un pavimento por medio del cálculo de modulo elástico efectivo E a partir de deflexiones obtenidas de MDD, RSD y HWD.

El retrocálculo se realizó efectuando la comparación entre cuencas de deflexión teóricas calculadas del WinJULEA y las obtenidas de los diferentes equipos de medición. De acuerdo a fuentes consultadas, el margen de error RMSE aceptable debe ser del 1 a 2%. Los módulos que fueron presentados a partir de HWD tuvieron errores fuera del rango mencionado y en caso de emplear las mismas herramientas de retrocálculo en futuros proyectos, deberá realizarse más iteraciones para reducir dicho error comparativo; sin embargo, se puede considerar que el proceso de retrocálculo fue un éxito, ya que los módulos derivados de MDD y RSD estuvieron dentro del rango de aceptación.

6. El modulo elástico inicial calculado en laboratorio y el modulo elástico efectivo inicial son semejantes.

Los módulos iniciales E_0 obtenido de laboratorio y por retrocálculo fueron semejantes. Desafortunadamente no fue posible llevar a cabo esta comparación a diferentes acumulaciones de daño.

7. La evolución del módulo elástico efectivo *E* es función del daño acumulado.

El módulo de elasticidad disminuyó conforme aumentó la acumulación de cargas y deterioros, esta pérdida de resistencia debe ser considerada en los diseños de espesores, ya que el modulo no es constante con el tiempo y está en función del incremento de tránsito. Esto se respalda a través del grafico de acumulación de ESALs, del modelo de agrietamiento, y de los gráficos de deflexión máxima; en donde existe correspondencia respecto a la forma en que disminuye la resistencia y aumentan los deterioros. Existen otros factores que influyen en la evolución del módulo E, sin embargo quedaron fuera de los alcances de este estudio.

8. La influencia de las zeolitas sintéticas no está definida.

La aportación en resistencia de las zeolitas sintéticas no pudo ser definida en esta investigación, puesto que se requiere de muestras testigo o llevar a cabo otro APT bajo las



mismas condiciones pero sin dicho elemento, por tanto tendrá que llevarse a cabo otro estudio en condiciones semejantes para determinarla.

9. La BEC es altamente resistente a la deformación permanente pero susceptible a fatiga.

La profundidad de la rodera al final del ensayo quedó dentro del rango de aceptación de la normativa de la SCT, sin embargo se observó considerable agrietamiento derivado de las 3 grietas transversales reflejadas al inicio del ensayo. Al revisar el diseño de la sección estructural por medio de los programas IMT PAVE 3.0, DISPAV 5.0 y la herramienta PAVExpress se observó que la deformación permanente es válida para el tránsito proyectado, sin embargo en ningún caso cumplió para la falla por fatiga (Apéndice E).

10. La fatiga de la BEC inició en las grietas transversales de contracción y puede anticiparse.

Al inicio del APT se observó un patrón de agrietamiento transversal, que por sus características (Severidad, longitud y separación entre ellas) se le atribuyó al fenómeno de contracción en la BEC ocasionado por el CPO-Agua. Fue a partir de ellas y conforme aumento la acumulación de tránsito, la red de agrietamiento creció considerablemente en las zonas adjuntas, es por ello que se concluye que las grietas por contracción influyen considerablemente en la fatiga de un pavimento semirrígido y pueden anticiparse y evitarse con técnicas adecuadas de construcción.

11. La fatiga es inevitable pero puede reducirse mejorando el proceso constructivo.

El agrietamiento desarrollado en la pista de pruebas se originó a partir de grietas transversales de contracción y creció al aumentar el número de ciclos de carga, sin embargo es posible reducirlo con exitosos métodos constructivos probados en otros proyectos. Para reducir las grietas transversales se pueden efectuar cortes transversales en la base previa a la aplicación de las cargas con la finalidad de disipar los esfuerzos de tensión generados por la contracción durante el periodo de fraguado.

12. Las ecuaciones obtenidas en esta investigación contribuirán al mejoramiento de las metodologías de diseño de pavimentos.

Actualmente no existe una metodología de diseño de pavimentos completamente mecanicista, sin embargo las ecuaciones generadas en este tipo de ensayos contribuirán a la calibración de los modelos que se requieren para validar diseños. Las ecuaciones generados y presentadas en este documento forman parte del acervo necesario para el estudio mecanicista de pavimentos en Instituto Mexicano del Transporte, sin embargo se requieren más experimentos y mejor planeados para enriquecer la información que se obtenga.


Observaciones y recomendaciones

1. Elaboración y ejecución de scheduling.

Los costos de realización de un APT son elevados, los elementos humanos y materiales involucrados representan una importante inversión económica, por ello es trascendental para las investigaciones planear estrictamente la estrategia de estudio a corto, mediano y largo plazo con el objetivo de dar continuidad a la curva de aprendizaje. Se debe elaborar el *scheduling* con el fin de determinar secuencias de tareas y operaciones, aprovechando al máximo el personal y los equipos e instrumentación, a fin de crear los conocimientos que permitan innovar nuestra filosofía de diseño, construcción y mantenimiento de las vías terrestres.

2. Estructurar un equipo multidisciplinario.

Para lograr mayores éxitos en las investigaciones se debe formar un equipo multidisciplinario en el que cada elemento aporte sus conocimientos, ideas y habilidades para enriquecer y potencializar el proceso de investigación. Es necesario dar continuidad, apoyo y supervisión al trabajo de los investigadores ya que son el principal factor para lograr resultados exitosos, además se debe incentivar a los estudiantes a realizar estancias en el IMT con la finalidad de complementar sus conocimientos adquiridos en las escuelas y apoyar en las investigaciones que se llevan a cabo, de esta manera se incrementa la generación de conocimientos.

3. Construir una pista de pruebas más representativa de los pavimentos.

La sección del pavimento ensayado no representa una sección típica empleada en las carreteras. Debe incluirse elementos básicos como una capa de subrasante y una capa de rodadura que permita mejorar el desempeño esperado de un pavimento.

4. Incluir en el APT otros elementos que influyen notablemente en el desempeño del pavimento: temperatura, humedad, y capa de subrasante.

Los resultados de este experimento quedaron limitados a las condiciones en seco. Para futuras proyectos deben incluirse elementos que afectan enormemente el desempeño de los materiales componentes de una carretera como son: la temperatura, la humedad y las capas de soporte del pavimento.

5. En caso de evaluar nuevamente una sección de pavimento con base estabilizada o tratada con cemento, se puede mejorar el proceso constructivo para reducir agrietamientos.

Para futuras investigaciones en pavimentos con BEC puede reducirse o eliminarse el agrietamiento transversal y de reflexión ocasionado por contracción durante la pérdida de agua. Existen diversas técnicas y métodos constructivos probados exitosamente para inducir y disipar la energía liberada por la deshidratación de la BEC, por ejemplo cortes transversales al sentido del tránsito y pre-agrietamiento con compactador.

6. Efectuar ensayo "testigo" para determinar la influencia de las zeolitas.



Para evaluar el efecto de las zeolitas en el pavimento, será necesario como mínimo otro ensayo con características semejantes pero sin incluir dicho elemento para poder evaluar la influencia de las zeolitas sintéticas RC.

7. Llevar a cabo un estudio comparativo de deflexiones.

En esta investigación se emplearon 3 equipos distintos para medir deflexiones en el pavimento, sin embargo no fue posible realizar una comparativa de los resultados de cada uno. Con fines de confiablidad y precisión es necesario llevar a cabo una comparativa bajo iguales condiciones de carga.

8. Comparar ensayos a pequeña escala y a escala real.

Es importante conocer y definir las diferencias entre la magnitud de las respuestas mecánicas de los materiales de pavimentos calculados en laboratorio e *in situ*, es por ello que en futuras investigaciones debe considerarse un programa de actividades que permita el análisis, evaluación y correlación de dichos resultados, de acuerdo a las necesidades y posibilidades de cada proyecto.



BIBLIOGRAFÍA

Adaska, W. y Luhr, D. (2004). *Control of reflective cracking in cement stabilized pavements*. 5° International RILEM Conference. France, 2004.

ARA Inc. (2004). "Guide for the Mechanistic-Empirical Design of New and Rehabilitated Pavement Structures, Final report, NCHRP 1-37A." Transportation Research Board of the National Academies, Washington, D.C., USA.

Backcalculation. (2016, Diciembre 9). Pavement Interactive. http://www.pavementinteractive.org/backcalculation/

Budhu, M. (2011). Soil Mechanics and Foundations. United States: Jhon Wiley & Sons, Inc.

Croney D. (1997). *Design and Performance of Road Pavements*. New York, NY United States: McGraw-Hill.

Coria, C. y Hernández, R. I. (2015, Julio). *Teorías para el Cálculo de Esfuerzos, Deformaciones y Deflexiones en Pavimentos Flexibles. Análisis y Diseño Mecanicista de Pavimentos en carreteras Mexicanas.* Ponencia realizada por Carlos Coria y Roberto Hernández, Sanfandilla Querétaro.

Corro, S. (1965). *Diseño de Pavimentos flexibles para carreteras*. México, D.F.: Instituto de Ingeniería de la UNAM No. 115.

Corro, S., Magallanes, R., y Prado, G. (1981). *Instructivo para diseño estructural de pavimentos flexibles para carreteras*. México D.F.: Series del Instituto de Ingeniería de la UNAM No. 444.

Corro, S. (1983). *Full scale testing applied to pavement design*. México D.F.: series del Instituto de Ingeniería E-52.

Corro, S., Prado, G., y Rangel, F.A. (1997). *Comportamiento de pavimentos de altas especificaciones en la pista circular del Instituto de Ingeniería UNAM*. 1997: Instituto de Ingeniería de la UNAM No. 598.

Corro, S. (1999). Diseño estructural de pavimentos asfálticos, incluyendo carreteras de altas especificaciones, Instituto de Ingeniería de la UNAM. México D.F.: series del Instituto de Ingeniería CI-8.

Corro, S., Castillo, G., Ossa, A. et. al (2014). *DISPAV-5-versión 3.0 actualización del sistema para el diseño estructural de pavimentos asfálticos, incluyendo carreteras de altas especificaciones*. México D.F.: Instituto de Ingeniería de la UNAM.

Corro, S. y Castillo, G. (2014). DISPAV 5 Versión 3.0. México D.F.: Universidad Nacional Autónoma de México.

De la Fuente, E. (2013). *Suelo-Cemento sus usos, propiedades y aplicaciones*. México, D.F.: Instituto Mexicano del Cemento y del Concreto.



De Beer, M., Horak, E.y Visser A. T. (1988). *The Multideph Deflectometer (MDD) System for Determining the Effective Elastic Moduli of Pavement Layers*. En Nondestructive Testing of Pavements and Backcalculation of Moduli (701). Philadelphia, PA 19103: American Society for Testing and Materials.

De La Roij, R. & Egyed, C. (2014). *Manual de la Nano-tecnología en Pavimentos del Concreto Zeolítico Sintético*. México, D.F.: Asociación Mexicana de Ingeniería de Vías Terrestres, A.C.

Fernández, C. (1982). Estabilización con cemento. En Mejoramiento y estabilización de suelos (p. 149). México D.F.: Limusa.

Freeme, C R, Servas, V P y Walker, R N (1986, Septiembre 16). *Pavement Behaviour as determined from Heavy Vehicle Simulator Testing*. Paper prepared for the 1986 International Conference on Bearing Capacity of Roads and Airfields. Plymouth, England.

Freeme, C R., Maree, J H. y Viljoen, A W. (1982). *Mechanistic Design of Asphalt pavements and Verification using the Heavy Vehicle Simulator*. Proc. 5th. International Conference on the Structural Design of Asphalt Pavements, Vol. 1, Delft, Holland, 1982, pp 156-173.

Garg N., y Hayhoe G.F., (2001), Asphalt Concrete Strain Responses at High Loads and Low speeds At National Airport Pavement Test Facility. 2016, Junio 17, de Federal Aviation Administration. Sitio web: http://www.airporttech.tc.faa.gov

Garnica, P. y Arriaga, M. (1998). *Diagnóstico de las características superficiales de los pavimentos*. Publicación técnica, No.111, 47. 2015, septiembre 22, De Publicaciones técnicas del IMT Base de datos.

Garnica, P., et al. (2002). *Mecánica de materiales para pavimentos*. Publicación técnica, No. 197, 211. 2015, Octubre 5, De Publicaciones técnicas del IMT Base de datos.

Garnica, P. y Correa, A. (2004). *Conceptos mecanicistas en pavimentos*. Publicación técnica, No. 258, 49. 2015, Noviembre 4, De Publicaciones técnicas del IMT Base de datos.

Garnica, P. y Hernández, R. (2013). *Manual del Usuario IMT PAVE 1.1*. Publicación técnica, No.53, 21. 2015, Agosto 22, De Publicaciones técnicas del IMT Base de datos.

George, K. P. (2001). *Soil Stabilization Fiel Trial*. Departament of Civil Engineering University of Mississippi. U.S. Departament of Transportation Federal Highway Administration and The Portland Cement Association.

Huang Y. H. (2004). *Pavement Analysis and Design. New Jersey*, United States: PEARSON Prentice Hall.

Hernández, R. I. y Castellanos A. (2016). IMT PAVE 3.0. Sanfandila Querétaro México: Instituto Mexicano del Transporte.



Juárez, O. (2011). *Guía práctica de estabilización y Recuperación de Pavimentos utilizando Cemento Portland en México*. 2016, febrero 6, de Asociación Mexicana de Ingeniería en Vías Terrestres A.C. Sitio web: http://www.amivtac.org/

Little, N. y Nair, S. (2009). NCHRP Web-only Document 144: Recommended Practice for Stabilization of Subgrade Soils and Base Materials. Agosto 25, 2015, de NCHRP Sitio web: http://citeseerx.ist.psu.edu/viewdoc/download.

Laurent, P. (2017). PITRABACK. San José Costa Rica: Universidad de Costa Rica.

Maxwell, G. (1990). Handbook of Road Technology Volume 2 Traffic and Transport. London United Kingdom: Gordon and Breach Science Publishers.

Metcalf, J.B. (1996). *The application of full scale Accelerated pavement Testing*. En: Roads 96 Conference proceedings/ Combined 18th ARRB Transport Research Conference Transit NZ land transport Symposium, Christchurch, New Zealand, 2-6 september 1996.

Morante, F. (Octubre, 2005). *Obtención de Zeolita Sintética Clinoptilolita en Condiciones de Laboratorio*. Revista Tecnológica ESPOL, 18, 1.

Manual del constructor. (2016, Septiembre 3). https://www.cemexmexico.com

N CMT 4-02-002/04. *Libro de materiales para pavimentos. Materiales para subbases y bases.* México D.F. 2004.

N CTR CAR 1-04-003/00. *Libro de construcción. Conceptos de Obra Capas estabilizadas.* México D.F. 2000.

N CTR CAR 1-04-003/00. Capas estabilizadas. México D.F. 2000.

N-CSV-CAR-1-03-009/16. Determinación de la profundidad de roderas (PR). México D.F. 2016.

Portland Cement. (2016, Enero 27). Pavement Interactive. http://www.pavementinteractive.org/portland-cement/

Quintanilla, C. (2006, diciembre). *El estado del Arte del Suelo Cemento en Estructuras de pavimentos*. Revista del ISCYC, No. 43, 30.

Ruvalcaba, J. (2016). *Evaluación del Módulo de Elasticidad y Módulo de resiliencia para un suelo arenoso y un suelo granular estabilizados con cemento Portland y Zeolita sintética*. (Tesis de Maestría). Universidad Autónoma de Chihuahua, Chihuahua, México.

Rico, A. y Del Castillo, H. (1989). capítulo 16. La Ingenieria de Suelos en las Vías Terrestres (p. 943). México D.F.: Limusa.

Sævardóttir, Þ. (2014). *Performance Modelling of Flexible Pavements Tested in a Heavy Vehicle Simulator* (Tesis de Doctorado). University of Iceland, Reykjavik Iceland.

Sotelo, V. y Bravo, J. (2011). *Catálogo de productos de estabilización AMIVTAC*. México, D.F.: Asociación Mexicana de Ingeniería de Vías Terrestres, A.C.



Synthesis 433, NCHRP. *Significant Findings from Full-Scale Accelerated Pavement Testing*. 320 Washintong, D.C.: Transportation Research Board, 2012.

Stilbite-Na. (2016, Mayo 24). Stilbite-Na Image. http://webmineral.com/specimens/

Uzan, J., Lytton, R. L., y Germann, F. P., *General procedure for Backcalculating Layer Moduli, Nondestructive Testing of Pavements and Backcalculation of Moduli,* ASTM STP 1026, A. J.Bush III y G.Y. Baladi, Eds., American Society for Testing and Materials, Philadelphia, 1989, pp. 217-228.

Wang, H., Al-Qadi, y Iman L., *Full-depth Flexible Pavement Fatigue Response under Various Tire and Axle Load Configurations*. Madrid: Proceedings: 3rd International Conference on Accelerated Pavement Testing, 2008. Madrid, Spain.

Wynand J. (2012). *NCHRP Synthesis 433: Significant Findings from Full-Scale Accelerated Pavement Testing*. Washington, D.C.: National Academy of Sciences.

Wen, H. y Edil, T. (2009, Agosto 30). *Characterization of Cementitiously Stabilized Layers for use in Pavement Design and Analysis*. NCHRP, Project 04-36, 75. 2016, Noviembre 20, De The National Academies of Sciences Base de datos.

Yoder E. J. y Witczak M. W. (1975). *Principles of Pavement Design*. United States and Canada: Jhon Wiley.



GLOSARIO

- 3D-Tridimensional
- **APT** Accelerated Pavement Testing.
- AASHTO American Association of State Highway and Transportation Officials.
- ASG Asphalt Strain Gages.
- **BEC** Base Estabilizada con Cemento.
- CAM Crack Activity Meter.
- **CPO** Cemento Portland Ordinario.
- **C-E** Cabin End del HVS.
- C-S-H –Hidratos de Silicato Cálcico.
- **DAE** Data Acquisition Equipment.
- **DISPAV** Software de Diseño de pavimentos de la UNAM.
- **E** Módulo elástico efectivo.
- Eo Módulo elástico efectivo inicial.
- EBEC Módulo elástico efectivo de la Base Estabilizada con Cemento.
- **ESAL** Equivalent Single Axle Load.
- f-sAPT full scale Accelerated Pavement Testing.
- **h** Espesor
- **HVS** Heavy Vehicle Simulator.
- HWD Heavy Weight Deflectometer.
- IMT- Instituto Mexicano del Transporte.
- \mathbf{L} Load.
- **LVDT** Linear Variable Differential Transducers.
- MDD Multi-Deph Deflectometer.
- MLET Multi Layer Elastic Theory.
- Mr Módulo de Resiliencia.
- **OCU** Operator Control Unit
- PLT Perfilómetro Laser Transversal de carretera.



- PL-HVS Perfilómetro laser del HVS.
- RAAD Recubrimiento Asfáltico de Alta Densidad.
- **RMSE** Root Mean Square Error.
- **RSD** Road Surface Deflectometer (Viga Benkelman automatizada).
- NCHRP National Cooperative Highway Research Program.
- **SPC** Soil Pressure Cell.
- T Repeticiones de carga.
- T-E Tow End en HVS.
- **TD** Terreno de Desplante del pavimento.
- UNAM Universidad Nacional Autónoma de México.
- VRS Valor relativo de Soporte.
- WJ WinJULEA (Windows Jacob Uzan Layered Elastic Analysis).
- \mathbf{Z} profundidad.
- Δ_p Deformación permanente.
- v Relación de Poisson.
- δ Deflexión.
- δ_{θ} Deflexión máxima.
- *ɛ* Deformación unitaria.
- σ Esfuerzo.



APENDICE A. Proceso constructivo de la pista de ensayos acelerados

En este apartado se describe el proceso constructivo llevado a cabo para la pista de ensayos acelerados en el laboratorio de Infraestructura del IMT (Diagrama A1), así como su reporte fotográfico (Figuras A1 y A2). Se empleó el método tradicional de estabilización en México (Juárez O., 2011), utilizando técnicas artesanales para la dosificación de los materiales.



Diagrama A1.1- Proceso convencional de Estabilización con Aditivos en la pista de Ensayos Acelerados.



1.- Construcción y Estabilización de la pista de Ensayos Acelerados.



1.- Excavación y retiro de material para desplante del pavimento.



3.- Colocación de tepetate para nivelación del área de desplante.



2.- Toma de muestras del Terreno de cimentación para su caracterización.



4.- Riego con pipa sobre el material de nivelación.



5.- Compactación del material nivelado.



6.- Mediciones con HWD al término de la compactación del terreno natural.





7.- Acamellonado de los materiales (50% Tepetate y 50% material calidad base hidráulica) para construcción del pavimento.



8.- Mezclado de los materiales petreos con motoconformadora.



9.- Aplicación del cemento Portland.



10.- Mezclado del material granular con el cemento Portland.



11.- Al material homogenizado (Suelo-cemento) se agregó un aditivo potencializador del cemento Portland (Zeolitas sintéticas).



12.- Esparcido de forma manual del aditivo potencializador (90 Kg).





13.- Mezclado con el aditivo potencializador.



14.- Homogenización final con el aditivo potencializador.



15.- Aplicación de agua al material homogenizado para alcanzar la humedad óptima.



16.- Conformación de la base en el área previamente nivelada y compactada.



17.- Compactación de una primera capa que constituye la base con un espesor de 20 cm.



18.- Conformación de la segunda capa de base con espesor de 20 cm.



19.- Compactación de la segunda capa de base.



20.- Curado de la base una vez compactada.





21.- Vista general de la base terminada.



22.- Curado de la base a los 7 días posteriores de su construcción



23.- Mediciones con el equipo DYPSTIC para obtención del IRI.



24.- Medición de deflexiones con el equipo HWD.

Figuras A1.1- Proceso Constructivo de la pista de Ensayos Acelerados en el IMT.



2.- Colocación de sello asfáltico



a) Barrido mecánico de la superficie de la base estabilizada.



c) Base preparada para los trabajos de riego de sello.



b) Aplicación de un riego de liga en el perímetro de la pista.



d) Inicio del tendido de riego de sello comenzando por los bordes de la pista.



e) Finalización de tendido de la primera capa de sello con un espesor de 2 centímetros.



f) Compactación del primer riego de sello.





g) Tendido de la segunda capa de sello



i) Acabado final de la superficie del riego de sello.



h) Compactación con un compactador de neumáticos.



j) Vista general de la pista terminada.



k) Medición de deflexiones sobre la pista terminada.



l) Mediciones con HWD al final del proceso constructivo.

Figuras A1.2- Proceso de colocación del riego de sello para la pista de ensayos acelerados.



APÉNDICE B. Cálculo de ESALs

Na	Drucha	Facha inisia	Fecha		Num. de		Factor de	FCAL	ESALs
NO.	Prueba	Fecha Inicio	término		aplicaciones	Carga (KN)	daño	ESALS	acumulados
1	1TEST	12/4/15	12/4/15	14.00	14.00	50	2.44	34.00	34.00
2	6132A	13/4/15	13/4/15	28.00	14.00	20	0.06	1.00	35.00
3	6132B	13/4/15	13/4/15	38.00	10.00	20	0.06	1.00	36.00
4	6132B1	13/4/15	13/4/15	48.00	10.00	20	0.06	1.00	37.00
5	6132C	13/4/15	13/4/15	82.00	34.00	20	0.06	2.00	39.00
6	6132D	13/4/15	13/4/15	116.00	34.00	20	0.06	2.00	41.00
7	6132E	13/4/15	13/4/15	146.00	30.00	20	0.06	2.00	43.00
8	6142	13/4/15	13/4/15	147.00	1.00	40	1.00	1.00	44.00
9	PRUEBA2	13/4/15	13/4/15	197.00	50.00	80	16.00	800.00	844.00
10	PRUEBA3	13/4/15	13/4/15	202.00	5.00	60	5.06	25.00	869.00
11	6231	15/4/15	15/4/15	268.00	66.00	60	5.06	334.00	1,203.00
12	6312	18/4/15	19/4/15	6,268.00	6,000.00	80	16.00	96,000.00	97,203.00
13	6323	19/4/15	19/4/15	14,268.00	8,000.00	160	256.00	2,048,000.00	2,145,203.00
14	6311	15/4/15	21/4/15	24,565.00	10,297.00	60	5.06	52,129.00	2,197,332.00
15	LOUW	24/4/15	24/4/15	24,730.00	165.00	40	1.00	165.00	2,197,497.00
16	DANIEL	6/5/15	6/5/15	24,760.00	30.00	40	1.00	30.00	2,197,527.00
17	DR1	6/5/15	7/5/15	25,760.00	1,000.00	60	5.06	5,063.00	2,202,590.00
18	DR2	7/5/15	7/5/15	26,260.00	500.00	40	1.00	500.00	2,203,090.00
19	DR3	7/5/15	7/5/15	26,460.00	200.00	40	1.00	200.00	2,203,290.00
20	DR4	7/5/15	7/5/15	26,760.00	300.00	40	1.00	300.00	2,203,590.00
21	DEMOBI	28/5/15	28/5/15	26,790.00	30.00	40	1.00	30.00	2,203,620.00
22	DEMOUNI	28/5/15	28/5/15	26,820.00	30.00	40	1.00	30.00	2,203,650.00
23	PC1-0805	8/5/15	29/5/15	42,825.00	16,005.00	40	1.00	16,005.00	2,219,655.00
24	PC2805	28/5/15	10/6/15	56,825.00	14,000.00	40	1.00	14,000.00	2,233,655.00
25	PC1006	10/6/15	1/7/15	70,025.00	13,200.00	20	0.06	825.00	2,234,480.00
26	PC0107	2/7/15	13/7/15	83,225.00	13,200.00	40	1.00	13,200.00	2,247,680.00
27	PC1707	17/7/15	25/8/15	93,186.00	9,961.00	40	1.00	9,961.00	2,257,641.00
28	11COL	26/8/15	26/8/15	93,196.00	10.00	40	1.00	10.00	2,257,651.00
29	6.520KIP	8/10/15	8/10/15	93,211.00	15.00	20	0.06	1.00	2,257,652.00
30	1111	9/10/15	9/10/15	93,217.00	6.00	60	5.06	30.00	2,257,682.00
31	6_3_1_1	9/10/15	10/10/15	105,217.00	12,000.00	60	5.06	60,750.00	2,318,432.00
32	1LOAD	10/10/15	10/10/15	105,233.00	16.00	60	5.06	81.00	2,318,513.00
33	PC1	13/10/15	13/10/15	105,252.00	19.00	70	9.38	178.00	2,318,691.00
34	PCCARGAS	21/10/15	23/10/15	109,498.00	4,246.00	VARIABLE	VARIABLE	522,095.00	2,840,786.00
35	PCVEL	23/10/15	26/10/15	113,827.00	4,329.00	VARIABLE	VARIABLE	523,970.00	3,364,756.00
36	PC1310	13/10/15	29/10/15	125,879.00	12,052.00	60	5.06	61,013.00	3,425,769.00
37	PC0311	3/11/15	9/11/15	139,079.00	13,200.00	60	5.06	66,825.00	3,492,594.00
38	PC0911	9/11/15	13/11/15	152,279.00	13,200.00	60	5.06	66,825.00	3,559,419.00
39	PC1311	17/11/15	24/11/15	165,479.00	13,200.00	60	5.06	66,825.00	3,626,244.00
40	PC2411	24/11/15	1/12/15	179,979.00	14,500.00	60	5.06	73,406.00	3,699,650.00
41	PC0712	7/12/15	26/1/16	229,979.00	50,000.00	80	16.00	800,000.00	4,499,650.00
42	PC280116	28/1/16	4/3/16	279,979.00	50,000.00	VARIABLE	VARIABLE	1,501,373.00	6,001,023.00
43	PC040316	4/3/16	13/4/16	329,979.00	50,000.00	VARIABLE	VARIABLE	4,329,846.00	10,330,869.00
44	PC160414	14/4/16	7/7/16	379,979.00	50,000.00	VARIABLE	VARIABLE	516,156.00	10,847,025.00
45	PC160707	7/7/16	21/10/16	439,406.00	59,427.00	VARIABLE	VARIABLE	415,057.00	11,262,082.00



APÉNDICE C. Interfaz de Retrocálculo de Módulo Elástico Efectivo E

1.- Interfaz para retrocálculo a partir de HWD: Excel-WinJULEA y PITRABACK.

a) EXCEL- WinJULEA:

HWD								
Geófono	D1	D2	D3	D4	D5	D6	D7	D8
Distancia,mm	0	0.2	0.3	0.45	0.6	0.9	1.2	1.5
Deflexión P7, μ	309.71	198.67	161.81	130.15	105.43	73.76	53.97	42.24
Deflexión P4, μ								
Deflexión P4, μ								
Deflexión P4, μ								
Deflexión P12, μ								
Defl C1, mm	0.31	0.20	0.16	0.13	0.11	0.07	0.05	
Defl C2, mm								
Defl C3, mm								
Defl C1, mm								
Defl C2, mm								
WJ								
Distancia,mm	0	200	300	450	600	900	1200	1500
Deflexión, mm	2.86E-01	2.10E-01	1.85E-01	1.59E-01	1.38E-01	1.05E-01	8.06E-02	
(dc-dm/dm)^2=	0.00576078	0.0035348	0.02018679	0.04942952	0.0953635	0.17410578	0.24293513	
n=	7							
RMSE=	0.10617498	10.6%						

	E d'A - 1 Labo		and the second second	and the second second	. President and	4			vinianoio och		Silvery	
le	Edit Help											
		3 ▶										
Input	Layers							T Results at Calcula	tions Points			
	Thickness	E-Mo	dulus	PB	Sli	n	^		Point 1	Point 2	Point 3 A	- <u>C</u> alcula
1	400.	00	15000.	0.20	000	Р 0.0000		X-Coord	0.0000	200.00	300.00	<u></u>
2	0.00	00	200.00	0.40	000			Y-Coord	0.0000	0.0000	0.0000	Save
3			100.510.5	033.03	0			Z-Coord	0.0000	0.0000	0.0000	
4		-			2			Stress X	0.82919	0.54233E-01	0.16508	Open
5		-	8					Stress Y	0.82919	0.43747	0.30158	<u>open</u>
6	1				-		~	Stress Z	0.84882	0.0000	0.0000	T.
								ShearStress XZ	0.0000	0.0000	0.0000	Clear <u>A</u>
Input	Loads							ShearStress YZ	0.0000	0.0000	0.0000	
	X-Coord.	Y-Coord.	Loa	d (C	ontact Area	^		ShearStress_XY	0.0000	0.0000	0.0000	<u>R</u> epor
1	0.0000	0.0000	6	0000.	70686			Strain_X	0.32906E-04	-0.22174E-05	0.69840E-05	
2					.0435484515			Strain_Y	0.32906E-04	0.28442E-04	0.17904E-04	About
3						1		Strain_Z	0.34477E-04	-0.65561E-05	-0.62220E-05	
4				-				ShearStrain_XZ	0.0000	0.0000	0.0000	Exit
5						_		ShearStrain_YZ	0.0000	0.0000	0.0000	
-			12	20				ShearStrain_XY	0.0000	0.0000	0.0000	
Input	Evaluation Po	ints		Input Ca	lculation De	oths		Displt_X	0.0000	-0.55509E-02	-0.57211E-02	
	V Curra I	Veral			Death			Displt_Y	0.0000	0.0000	0.0000	
	A-Coord.	1-Coord.		-	Depth 0.000	0		Displt_Z	0.11758	0.10591	0.10082	
1	200.00	0.0000			0.000	-		PrincStress_1	0.84882	0.43747	0.30158	
2	200.00	0.0000		2	-			PrincStress_2	0.82919	0.54233E-01	0.16508	
3	450.00	0.0000		3	-	-		PrincStress_3	0.82919	-0.83267E-16	0.27756E-16	
4	600.00	0.0000		4	-	<u></u>		PrincStrain_1	0.34477E-04	0.28442E-04	0.17904E-04	
0	900.00	0.0000		5	-	-		PrincStrain_2	0.32906E-04	-0.22174E-05	0.69840E-05 🗸	
ь	300.00	0.0000	~	Ь		×		<			>	



b) PITRABACK de la UCR.

RetroCálculo_	V1.0_alpha					
C:/Users/paca	/Desktop/Tesis	/Analisis sens	ores/HWD/Rep	orte_2017.03.2	29_21.48TN MU	JLTICAPA.txt
Wed Mar 29 2	1:48:02 CST 20	17				
		Información G	ieneral.			
Proyecto: TN						
Provincia:			Cantón:			
Distrito:			Ubicación:			
Código:			Sección:			
Vida útil:						
Año Base:			Mes Base:			
Año Pavimente	D:		Mes Paviment	o:		
Año Apertura:			Mes Apertura:			
Analista:			Fecha del aná	lisis:		
		Información d	e Base de Dato	s.		
Copia de Base	de Datos:					
C:/Users/paca	/Desktop/TN/D	B/DB.txt				
Nombre del ar	chivo: 201502:	13	Fecha: 13-02-2	2015		
Caídas: 20			N Deflc: 9			
Est Ini: 0			Es Fin: 40			
Badio del Plat	o: 150mm		25_1111 40			
D 1:	0mm			D 10:	0mm	
D_1.	200mm			D_10.	Omm	
D_2.	200mm			D 12	0.000	
D_3:	300mm			D_12:	omm	
D_4:	450mm			D_13:	0mm	
D_5:	600mm			D_14:	0mm	
D_6:	900mm			D_15:	0mm	
D_7:	1200mm			D_16:	0mm	
D_8:	1500mm			D_17:	0mm	
D_9:	-300mm			D_18:	0mm	
Unidades de la	a base de Dato	s.				
Fuerza: kN			Presión: kPa			
Estaciones: m			Geófonos: mm			
Deflexión: mu			Temperatura:	°C		
Base de Datos						
Estación;Medi	ción ;Caída ;Es	fuerzo;Carga;D	1 u;D2 u;D3 u;E	04 u;D5 u;D6 u;l	D7 u;D8 u;D9 u	;T.Asfalto;T.Super.;T.Aire;Da
0;1;1;862.0;60	.93;906.2;614.4	4;312.4;111.8;6	53.3;28.1;17.6;1	L3.5;240.6;N0;1	9.6;16.7;55.66	53667° 12.3858167° 12.0m
0:2:2:885.0:62	.56:837.8:582.0	0:289.8:110.6:6	57.5:29.9:18.5:1	L4.8:241.8:NO:1	9.6:16.7:55.66	53667° 12.3858167° 12.0m
10:3:1:869.0:6	1.43:892.2:433	8.8:215.0:90.6:5	52.6:35.8:23.4:1	L5.6:279.0:N0:1	9.1:16.0:55.66	53667° 12.3858167° 12.0m
10:4:2:906.0:6	4.04:827.3:421	.4:220.8:99.8:5	8.5:38.6:25.8:2	21.2:287.1:NO:1	9.1:16.0:55.66	53667° 12.3858167° 12.0m
20:5:1:874.0:6	1.78:954.2:490	7:255.3:88.8:4	13.7:25.9:20.2:1	16.8:266.0:NO:1	9.6:16.3:55.66	53667° 12,3858167° 12.0m
20:6:2:894.0:6	3.19:911.3:488	3.4:264.5:97.7:4	15.5:28.0:21.8:1	18.1:266.8:NO:1	9.6:16.3:55.66	53667° 12,3858167° 12.0m
30.7.1.857.0.6	0 58:1092 1:43	1 9.245 7.118	5.68 6.38 7.24	0.17 8.198 4.1	0.20 3.16 0.55	6653667° 12 3858167° 12
30.8.2.895.0.6	3 26:1062 5:42	6 2.248 6.124	9.71 7.41 6.26	2·21 4·207 0·N	0.20.3.16.0.55	6653667° 12 3858167° 12
27:0:1:880.0:6	2 84:017 6:401	1.274 0.114 8	-57 5-25 7-10 0	-12 0-272 6-NO	10 2.16 2.55	653667° 13 3858167° 13 0
37,3,1,883.0,0	64 20.864 0.47		,57.5,25.7,19.0	,13.3,272.0,NO	,19.3,10.2,55.0	
37;10;2;911.0;	64.39;864.0;47	6.2;274.8;119.	5;61.8;29.2;20.	5;16.3;280.4;N	0;19.3;16.2;55.	6653667 12.3858167 12.
2;11;1;812.0;5	7.4;1070.4;594	.2;333.3;147.9	;77.8;30.2;21.1	(16.8;396.9;NU)	19.6;16.9;55.6	
2;12;2;868.0;6	1.36;858.2;474	1.7;265.3;122.6	;67.9;32.3;22.7	;17.6;308.8;N0	;19.6;16.9;55.6	653667*12.3858167*12.0
10;13;1;809.0;	57.18;1198.6;5	92.7;324.7;150	0.6;108.4;61.0;	36.2;26.2;343.1	;N0;20.1;16.6;5	5.6653667*12.3858167*1
10;14;2;845.0;	59.73;1121.0;5	78.1;327.7;15	7.8;115.2;65.2;4	40.3;28.2;336.5	;N0;20.1;16.6;5	5.6653667° 12.3858167° 1
20;15;1;855.0;	60.44;1134.4;5	80.6;301.7;12	3.0;66.0;38.4;3	1.1;21.6;315.7;1	0;20.1;16.0;55	5.6653667° 12.3858167° 12
20;16;2;881.0;	62.27;1061.4;5	58.7;298.0;124	1.0;69.5;40.8;3	1.3;21.8;316.9;1	0;20.1;16.0;55	5.6653667° 12.3858167° 12
30;17;1;842.0;	59.52;924.8;48	80.3;260.8;84.7	;35.3;29.7;21.4	;15.1;264.4;N0	20.0;16.2;55.6	653667° 12.3858167° 12.0
30;18;2;870.0;	61.5;869.4;467	2.5;261.8;96.0;4	12.5;31.4;22.7;1	L6.7;271.4;N0;2	0.0;16.2;55.66	53667° 12.3858167° 12.0m
40;19;1;805.0;	56.9;1151.2;33	9.7;199.9;95.8	;61.2;36.4;19.3	;12.4;311.9;N0	;19.5;16.1;55.6	653667° 12.3858167° 12.0
40;20;2;842.0;	59.52;1052.6;3	46.3;209.7;103	3.1;64.5;38.1;2	2.4;16.4;309.7;I	0;19.5;16.1;55	5.6653667° 12.3858167° 12
		Estructura.				
Sección 1		Capas: 2				
Capa 1:	h: 1000.0		E: 150000.0	v: 0.4	Tipo: Subrasar	nte
Capa 2:	h: 0.0		E: 150000.0	v: 0.4	Tipo: Subrasar	nte
		Salida del Reti	oCálculo.			
Sección;Estaci	ón;E1;E2;Cal. D	1;Cal. D2;Cal. I	D3;Cal. D4;Cal.	D5;Cal. D6;Cal.	D7;Cal. D8;Cal	. D9;%Dif. D1;%Dif. D2;%Di
1;0;194.995;19	95.0;1113.8;45	6.25;287.94;18	8.35;140.42;93	8.186;69.739;55	5.753;287.94;-2	2.909;25.741;7.83;-68.47;-
1;10;195.0;19	5.0;1122.9;459	.98;290.3;189.8	39;141.57;93.9	5;70.311;56.21	;290.3;-25.857	;-6.035;-35.023;-109.592;-1
1;20;194.99;19	95.0;1129.4;46	2.62;291.96;19	0.98;142.38;94	.486;70.712;56	5.53;291.96;-18	3.361;5.722;-14.36;-115.068
1:30:195.0:19	5.0:1107.4:453	.62:286.28:187	.27:139.61:92.	65:69.338:55.4	33:286.28:-1.4	01:-5.029:-16.516:-58.034:-
1:37:195.0:19	5.0:1148.7:470	.54:296.96:194	.25:144.82:96.	107:71.925:57.	501:296.96:-25	.185:4.187:-8.38:-69.207:-1
1:2:194.798:19	95.0:1050.2:43	0.15:271.43:17	7.52:132.32:87	796:65.697:52	2.519:271.43:1	887:27.609:18.563:-20.027
1:10:159 887	195.0:1251 7.4	99.38:307 08.1	94.05:140 4.90	.143:65 111:51	.542:307 08:-/	43:15.745:5.427-28.851-
1.20.104 00.1	95 0.1104 9.45	2 59-285 63-19	6 84.139 29.01	437.69 178.55	304-285 62-2	6.22 048.5 326.51 002.11
1.30.195 0.19	5 0.1088 0.445	68.281 27.102	99.137 17.01	129.68 125.E4	463-281 27- 17	647·7 208·-7 8/0·-117 22
1.40.105 0.101	5.0.1040 2.420	06.260 00.175	80.121 12.07	022.65 122.534.	065.769 90.0 7	, , .200, , .043,-117.220
1,40,195.0;19	5.0,1040.2;426	Bosumen del 5		.26; / 21. 00, 220	000,208.89;9.6	
Drapied-date	nomedi - D 1	Resumen del H	Persontil 10			
E1:10:101.1.2	1.1.20	acion estandar	,Fercentil 16;			
E2:10:191;1.00	105.					
E2;10;195;1.0;	192;					



2.- Interfaz para retrocálculo a partir de RSD y MDD: Macro VBExcel -WinJULEA.

	WINJULEA (1 metro antes de distancia(m)pt8 translation def PT 8(mm) distancia(m) pt9	e la carga) 2.97 7.5286793 1.99	2.98 7.5281443 2	2.99 7.5276063 2.01	3 7.5270633 2.02	3.01 7.5265173 2.03	3.02 7.5259673 2.04	3.03 7.5254143 2.05	3.04 7.5248563 2.06	3.05 7.5242953 2.07	3.06 7.5237313 2.08	3.07 7.5231623 2.09	3.08 7.5225903 2.1	3.05 7.5220143 2.11	3.1 7.5214353 2.12	3.11 7.5208533 2.13	3.12 7.5202623 2.14	3.13 7.5196733 2.15	3.14 7.5190823 2.16	3.15 7.5184863 2.17	3.16 7.5178883 2.18	3.17 7.5172853 2.19	3.1 7.516680
distancia del min(m) (posicion de la	translation def PT 9(mm) distancia(m)pt 10	1.4551128	1.4546038	1.4540838	1.4535668	1.4530498	1.4525018	1.4519698	1.4514188	1.4508728	1.4503198	1.4497628	1.4491788	1.4486268	1.4480408	1.4474488	1.4468658	1.4462518	1.4456468	1.4450608	1.4444288	1.4438258	1.443196
rueda)original medicion 3.97	translation def PT 10(mm)	2.61	2.62	2.63	2.64	2.65	2.66	2.67	2.68	2.69	2.7	2.71	2.72	2.7	2.74	2.75	2.76	2.77	2.78	2.79	2.8	2.81	2.8
2.99	distancia(m)pt11 translation def PT11(mm)	1.88	1.89	1.9	1.91	1.92	1.93 1.341348	1.94	1.95	1.96 1.336368	1.97	1.98	1.99	1.329528	2.01	2.02	2.03	2.04	2.05	2.06	2.07	2.08	2.0
3	translation def PT 12(mm)	1.4239453	1.4236283	1.4232853	1.4229463	1.4226093	1.4222413	1.4218883	1.4215183	1.4211543	1.4207833	1.4204133	1.4200193	1.4196433	1.4192293	1.4188333	1.4184203	1.4180003	1.4175983	1.4171883	1.4167703	1.4163353	1.415878
RSD (or max const pt 1 m antes(mm)	ginal medicion) distancia(m)	0	0.01	0.02	0.03	0.04	0.05	0.06	0.07	, 0.08	0.09	0.1	0.11	0.12	0.13	0.14	0.15	0.16	0.17	0.18	0.19	0.2	2 0.2
7.5262275 1.45275	PNT8 PNT9	7.55037	7.55053	7.55053	7.55069	7.55085	7.55085	7.55085	7.55085	5 7.55085 3 1.5285	7.55037	7.5499	7.54974	7.5499	7.55006	7.55006	7.55006	7.55006	7.5499	7.55006	7.55038	7.55006	7.5502
1.342125	PNT10 PNT11 PNT12	1.4424	1.4476	1.446	1.4437	1.4476	1.4496	1.439	1.4377	1.4431	1.4468	1.4465	1.437	1.4436	1.4386	1.4372	1.4416	1.4443	1.4396	1.4322	1.4377	1.4358	1.431
	distancia(m)pt8																						
Estudio a 1 mtro	PNT8	2.97 7.52689	2.98	2.99 7.52674	3	3.01 7.52611	3.02	3.03	3.04	3.05	3.06	3.07 7.52423	3.08 7.52375	3.05	3.1	3.11	3.12	3.13	3.14	3.15	3.16	3.17	3.1
antes despues de la distancia de la	distancia(m)pt9 PNT9 distancia(m)pt10	1.4561 2.61	1.4606	1.4523 2.63	1.4552 2.64	1.4532 2.65	1.4503 2.66	1.4524	1.4511 2.68	2.07 1.4494 3 2.69	1.4577	1.453	1.445	1.4475	1.4483 2.74	2.13 1.4402 2.75	2.14 1.4426 2.76	2.15	2.16	1.4464	2.18 1.4428 2.8	1.439 2.81	1.438
canga	PNT10 distancia(m)pt11 PNT11	1.8542 1.88 1.3513	1.8541 1.89	1.8517 1.9 1.3445	1.8478 1.91	1.8476 1.92	1.8474 1.93	1.8455 1.94	1.8517	1.8484	1.8446 1.97 1.3376	1.847 1.98	1.8432 1.99 1.329	1.8424	1.839 2.01	1.8468 2.02 1.3416	1.8454 2.03	1.8472 2.04	1.8447 2.05 1.3278	1.853 2.06	1.8414 2.07 1.332	1.835 2.08	1.840
	distancia(m)pt12 PNT12	2 1.4291	2.01	2.02	2.03	2.04	2.05	2.06	2.00	2.08	2.09	2.1 1.4174	2.11 1.4206	2.12	2.13	2.14	2.15 1.4155	2.16	2.17	2.18	2.19	2.2 1.4036	2.2
W max const pt(mm)	/INJULEA distancia(m) 1 metro antes	0.11647	0.11733	0.1182	0.11909	0.11681	0.12087	0.12178	0.12265	0.1236	0.12452	0.12545	0.12639	0.12736	i 0.12832	0.12928	0.13025	0.13121	0.1322	0.13316	0.13417	0.1352	0.1362
7.66E-02	deflexion PT11(mm)	7.41E-02	7.47E-02	7.52E-02	7.57E-02	7.63E-02	7.68E-02	7.74E-02	7.79E-02	7.85E-02	7.91E-02	7.965-02	8.02E-02	8.08E-00	8.14E-02	8.19E-02	8.25E-02	8.31E-02	8.37E-02	8.43E-02	8.49E-02	8.55E-02	8.61E-00
		Min		E A .	(CA)	User	c) no		hoeld		Torio	400	licie ce	ncor	-		mdd	400	logi	-	. 🗆		×
Panel.		VV I II) U L	CA.	[C.1	oser	sypa	ICA \L	eski	top/i	esis	Ana	11515 50	IISOF	estw	J VS 1	nuu	400	lieaj			-	
File	Edit Help																						
B I		3 -																					
- Input	Layers								-	Res	ults at	Calcula	ations Poi	ints							[<u></u>		
	Thickness	E-M	lodulus	1	PB	1	Slic		~				Po	int 1	E P	oint 2	1	Poin	13	~	<u>C</u> a	alculati	е
	400		600 601	0.0	0.200	100		, 1 0000		X.C	`oord			0.000	<u>,</u>	101	חחר	TOIN	20.000		<u> </u>		
2	0.00	00	170	1.00	0.400	100					oord.		-	0.000	1	0.0	100		0 0000			Save	
2					0.100	3			_	7.0	Coord		-	400.0	1	400	00		400.00				
		20				2			1	Sh			0.54	903E-0	2 0.5	5434F	-02	0.559	63E-02	5			1
5										Str	600_A		0.27	125E-0:	2 0.2	7445E	-02	0.277	66E-02			upen	
6		20		-		-				Str	eee 7		0.75	304E-0;	2 0.7	6549E	-02	0.778	22E-02				
						25			-	Sh	earStre		-0.36	441E-0	2 -0.3	6835E	-02 -	0.372	49E-02		С	lear <u>A</u> l	£.
Input	Loads									Sh	earStre	ess YZ		0.000	D	0.0	000		0.0000	ī			-
	X-Coord	Y-Coord	1	Load		ontact	Δrea	~		Sh	earStre			0.000	0	0.0	000		0.0000	j	E	<u>R</u> eport	
1	1000.0	0.000	0	800	20.	5	7143			Str	ain X		0.81	947E-0	5 0.8	1390E	-05	0.807	51E-05	5			-
2						27				Str	ain Y		-0.14	681E-0-	4 -0.1	4911E	-04 -	0.151	46E-04		,	About	
3							-			Str	ain Z		0.24	996E-0-	4 0.2	5528E	-04	0.260	77E-04			2	
4			2				-			Sh	earStra	in XZ	-0.60	020E-0-	4 -0.6	0670E	-04 -	0.613	50E-04			Fuit	
5			2							Sh	earStra	ain_YZ		0.000	0	0.0	000		0.0000	j		CZIC	
	4. J				1					Sh	earStra	in_XY		0.000	D	0.0	000		0.0000	j			
	Evaluation Po	uints		- los	ut Cal	culatio	n Dec	the		Dis	plt_X		-0.14	681E-0	1 -0.1	4762E	-01 -	0.148	43E-01				
mpar			1	1						Dis	plt_Y			0.000	D	0.0	000	1	0.0000	je i			
	X-Loord.	Y-Loord.				De	epth	+ î		Dis	plt_Z			0.1289	9	0.12	380	0	.13063	3			
95	940.00	0.000			1		+UU.UL			Prin	ncStre	ss_1	0.10	294E-0	1 0.1	0431E	-01	0.105	71E-01				-
96	00.000	0.000	0		2	-				Prin	ncStre:	ss_2	0.27	262E-0;	2 0.2	7673E	-02	0.280	73E-02	2			
9/	360.00	0.000	0		3	-		-		Prin	ncStre	ss_3	0.27	125E-0:	2 0.2	7445E	-02	0.277	66E-02	2			
98	3/0.00	0.000	0		4	-				Prin	ncStrai	n_1	0.47	759E-0-	4 0.4	8390E	-04	0.490	44E-04	ŝ			
99	380.00	0.000	0		5	-		-		Prin	ncStrai	n_2	-0.14	568E-0-	4 -0.1	4723E	-04 -	0.148	93E-04	v			
100	1000.0	0.000	V V		6			*		<									>	- 2000			
Use key	Use keyboard shortcuts Ctrl-C to copy and Ctrl-V to paste cell values between grids or any other Windows applications.																						



APÉNDICE D. Monitoreo del agrietamiento en la BEC

A continuación se muestran fotografías de la evolución del agrietamiento en la pista de pruebas en los años 2015 y 2016. El monitoreo consistió en dar seguimiento preciso al crecimiento de la red de agrietamiento surgida a partir de la grieta transversal No. 1, ubicada a 11 m del punto de inicio del recorrido de la rueda de carga.





- a) Iniciación de agrietamientos transversales a 1.5 millones de ESALs.
- b) Agrietamientos aproximadamente a los 2 millones de ESALs.



c) Grietas a 4.5 millones de ESALs



d) Agrietamientos a los 6 millones de ESALs aplicados.





e) Red de grietas aproximadamente a los 11 millones de ESALs.



f) Red de agrietamiento final a 11.5 millones de ESALs

Figura D.1.- Formación de la red de grietas dentro de los puntos 12 y 13 a diferentes acumulaciones de tránsito.



APÉNDICE E. Revisión de diseño de la pista de pruebas.

A continuación se presentan los resultados de la revisión de la sección de pavimento con los programas: IMT PAVE 3.0 (IMT), DISPAV 5.0 versión 3.0 (UNAM) y PAVExpress (AASHTO).

1.- IMT PAVE 3.0.

2			Repo	rte		_ 🗆 🗙
		IN	STITUTO MEXICA IMT-PA ANÁLISIS DE LA ESTF	∧ Vista Preliminar		
DATOS DE TRÁ	NSITO	Pro	oyecto:			
TDPA: 1500			Horizonte del proyecto	20 años Fecha	: 28/04/2018	Imprimir
Factor de destribuc	ión por carril:	1	Tasa de crecimiento:	.1 %		
Factor de destribuc	ión por sentido	c 1	VOLUMEN DE TRA	NSITO PARA EL HO	RIZONTE DEL PROYECTO	
CLASIFICACIÓN VEHIC	ULAR		TIPO DE EJ	E %	# DE REPETICIONES POR AÑO	
A: 60 C2	: 15	T3-S3	0 Sencillo	50.00	221,093.0	
B2: 25 C3	: 0	T3-S2-R4:	0 Dual	50.00	221,093.0	
B3: 0 T3	-S2: 0	Otros:	0 Tandem	0.00	0.0	
			Tridem	0.00	0.0	
ESTRUCTURA D	DEL PAVIN	IENTO				
NO. CAPA	NOMBRE	CAPA	ESPESOR (cm)	MÓDULO (MPa)	COEF. DE VARIACIÓN (%)	
1 1	RAAD		4	2000	20	
2 1	BEC	1	40	11000	20	
				100		
			CONFIABILIDAD 95%			
RESULTADOS	Vida a	la Fatiga:	< 1 años			
	Por de	formación:	> 2(años			
Nota: El proj verificar qu pavimento disef	yecto con le los ma cumple c ño y para	nstructiv teriales con los v las con	ro deberá conte seleccionados p ralores de módul diciones de com	mplar los es para cada una o de resiliena pactación es	pesores indicados a de las capas del cia definidos en el pecificadas.	y v



2.- DISPAV 5.0 Version 3.0.

Rev. 5.0	RESU	ILTADOS	FINALES	DEL PROYEC	то	
Camino de altas	especificacio	nes.	Nivel de	confianza en el d	iseño: 85.0%	
Para un tránsito	de 11.3	millones d	e ejes estár	ndar	Vida	a Previsible
Capa	H cm	CBRz %	E kg/cm2	Poisson	Def	Fatiga
Carpeta	4.0		20395	0.35		> 150
Base granular	40	100.0	112169	0.2	0.8	
Terracería	Semi-inf.	30.0	1835	0.4	5	
	Vid	la Previsib	le Tra	nsito Proyecto		
Defo	rmación	0.8		11.3		
Fatig	a	0		7.4		
	E	l diseño no	es adecuad	lo.		
Tiene	las siguientes	opciones:	Elija una (opción		-
			Guarda	r Resultados		
		Disp	Dav-5 vers Rev. 5.0	ión 3.0		

3.- PAVExpress (Herramienta de análisis de pavimento online).

Guidance

