

ESTADO DEL ARTE DE LA FATIGA DE LA LOSA DE CONCRETO

PRESENTADO POR:

LAURA PATRICIA SANDOVAL GRANADOS

**UNIVERSIDAD INDUSTRIAL DE SANTANDER
FACULTAD DE CIENCIAS FISICO-MECANICAS
ESCUELA DE INGENIERÍA CIVIL
BUCARAMANGA
2008**

ESTADO DEL ARTE DE “FATIGA DE LA LOSA DE CONCRETO”

**PRESENTADO POR:
LAURA PATRICIA SANDOVAL GRANADOS**

**PROYECTO DE GRADO PRESENTADO COMO REQUISITO
PARCIAL PARA OPTAR AL TÍTULO DE INGENIERO CIVIL**

**DIRECTOR:
ING. GUSTAVO CHIO CHO**

**UNIVERSIDAD INDUSTRIAL DE SANTANDER
FACULTAD DE CIENCIAS FISICO-MECANICAS
ESCUELA DE INGENIERÍA CIVIL
BUCARAMANGA
2008**

A mi Familia por todo su apoyo y comprensión.

TABLA DE CONTENIDO

	Pág.
INTRODUCCION.....	1
OBJETIVOS.....	3
OBJETIVO GENERAL.....	3
OBJETIVOS ESPECÍFICOS.....	3
ALCANCE DE LOS OBJETIVOS.....	4
CAPITULO I	
GENERALIDADES.....	6
1.1. FATIGA EN MATERIALES.....	6
1.2. DESARROLLO DE LA FATIGA EN LA LOSA.....	6
1.2.1 Matsui en 1997.....	6
1.2.1.1 <i>Primer Estado</i>	7
1.2.1.2. <i>Segundo Estado</i>	7
1.2.1.3. <i>Tercer Estado</i>	7
1.2.1.4. <i>Cuarto Estado</i>	7
1.2.1.5. <i>Quinto Estado</i>	8
1.2.2 M. Foglar, P. Štemberk en 2006.....	8
1.2.2.1 <i>Primera fase</i>	8
1.2.2.2 <i>Segunda Fase</i>	8
1.2.2.3 <i>Tercera Fase</i>	8
1.2.3 En Japón en 1998.....	8
1.3. FACTORES QUE INFLUYEN EN LA FATIGA.....	9
1.3.1 Estado de Humedad.....	9
1.3.2 Espesor de la losa de concreto.....	10
1.3.3 Espaciamiento entre juntas transversales.....	10

1.3.4	Tiempo de curado y edad del concreto.....	11
1.3.5	Temperatura en la losa de Concreto.....	11
1.3.6.	Rango de Esfuerzos (R).....	13
1.4.	FORMAS DE DETERMINAR LA FATIGA.....	14
1.4.1.	Hipótesis de daño.....	15
1.4.1.1.	<i>Hipótesis Lineal</i>	15
1.4.1.2.	<i>Hipótesis No Lineal</i>	18
1.4.2.	Curvas de Fatiga.....	19
1.4.2.1.	<i>Curva de Wohler o S-N (Stress-Number of cycles)</i>	20
1.4.2.2.	<i>Diagrama de Goodman Modificado</i>	21
	TABLA RESUMEN.....	22

CAPITULO II

	CONSIDERACION DEL FENOMENO DE FATIGA EN EL DISEÑO.....	24
2.1	AASHTO 2005.....	24
2.1.1	Para métodos refinados.....	25
2.1.2	Para métodos aproximados.....	25
2.1.3	<i>Acero de Refuerzo</i>	26
2.2	EUROCODE	
2.2.1	<i>Verificación de fatiga para el concreto</i>	27
2.2.1.1.	<i>Verificación por compresión</i>	27
2.2.1.2.	<i>Elementos sin refuerzo por cortante</i>	29
2.2.1.3.	<i>Punzamiento</i>	30
2.2.2.	Verificación de fatiga en el acero de refuerzo.....	30
2.3	CODIGO COLOMBIANO DE DISEÑO SISMICO DE PUENTES.....	33
2.4	DISEÑO DE PAVIMENTOS RIGIDOS.....	33
	TABLA RESUMEN.....	35

CAPITULO III

	ESTUDIOS REALIZADOS.....	38
--	---------------------------------	-----------

3.1	RECONOCIMIENTO DEL FENOMENO.....	38
3.2	MODELOS DESARROLLADOS.....	39
3.2.1	Ecuación de Cero Mantenimiento.....	39
3.2.2	Modelo de Foxworthy.....	39
3.2.3	Modelo de la PCA.....	40
3.2.4	Modelo de Darter-Barenberg (ERES/COE).....	40
3.2.5	Modelo de Thomson y Barengerf.....	41
3.2.6	Modelo de Salsilli-Barenberg (Calibrated Mech Design).....	42
3.3	CUESTIONAMIENTO DE LOS MODELOS.....	42
3.4	ANALISIS MEDIANTE LA MECANICA DE FRACTURA.....	46
3.4.1	Mecánica de fractura lineal-elástica.....	46
3.4.1.1	<i>Modos de tensión en las grietas.....</i>	46
3.4.1.2	<i>Modelos del crecimiento de las grietas.....</i>	46
3.4.1.3	<i>Zona Plástica y Factor de Intensidad de Tensiones.....</i>	47
3.4.1.4	<i>Ley de Paris.....</i>	49
3.4.2	MECANICA DE FRACTURA NO LINEAL.....	50
3.4.2.1	<i>Ley del Efecto del Tamaño (SEL).....</i>	50
3.4.2.2	<i>Dos Parametros para el Modelo de Fractura (TPFM).....</i>	50
3.5	COMPARACION ENTRE EL COMPORTAMIENTO DE LA VIGA Y LA LOSA.....	53
3.6	ANALISIS DEL EFECTO DE LAS FIBRAS EN LA FATIGA.....	57
3.6.1	Fibras de Acero.	58
3.6.2	Fibras de compuestos de matriz polímero (FRP).....	60
3.7	ANÁLISIS DE FATIGA EN LOSAS REPARADAS.....	62
	TABLA RESUMEN.....	72
	CONCLUSIONES.....	75
	RECOMENDACIONES.....	77
	BIBLIOGRAFIA.....	78

LISTA DE FIGURAS

	Pág.
CAPITULO I	
Figura 1.1: Efecto de R en la losa para tipos de cargas.....	14
Figura 1.2 Hipótesis de Miner.....	16
Figura 1.3: hipótesis de Sha.....	19
Figura 1.4 Curva de Wholer or S-N.....	20
Figura 1.5 Diagrama de Goodman Modificado.....	21
CAPITULO II	
Figura 2.1: Región de Esfuerzos Permitidos para Compresión.....	28
Figura 2.2 Rango de esfuerzos para elementos sin refuerzo por cortante.....	29
Figura 2.3: Forma característica de la fuerza de fatiga para el acero de refuerzo.....	31
CAPITULO III	
Figura 3.1: Modelos de Fatiga usando vigas de laboratorio y test en campo...	38
Figura 3.2: Diferentes Modelos para el comportamiento de la losa.....	41
Figura 3.3: Variaciones de Esfuerzos producto de las cargas cíclicas.....	45
Figura 3.4: Ley del Efecto del Tamaño (SEL).....	50
Figura 3.5: desplazamiento de apertura crítico de la grieta.....	51
Figura 3.6: Prueba para determinar los TPFM (SEN(b)).....	51
Figura 3.7 Viga Simplemente Apoyada.....	55
Figura 3.8 Viga Completamente apoyada.....	55
Figura 3.9 Losa completamente apoyada.....	55
Figura 3.10 Curvas S-N para las estructuras de concreto usando el mismo Mr...	56
Figura 3.11: Curvas S-N usando Mr. propios de cada estructura.....	57

Figura 3.12 Deformaciones de las losas después de 7 horas de corrido el test....	58
Figura 3.13 Esfuerzos de Tracción la losa simple y la postensada respectivamente.....	59
Figura 3.14 Detalle de construcción de la losa hibrida.....	60
Figura 3.15 Ensayo dinámico en la losas.....	61
Figura 3.16 comportamiento de las barras ante los ciclos de fatiga.....	61
Figura 3.17 Características del refuerzo de las losas.....	63
Figura 3.18 Características del recubrimiento.....	64
Figura 3.19 características de la prueba de laboratorio.....	66

LISTA DE TABLAS

	Pág.
CAPITULO I	
Tabla 1.1. Efecto de la Temperatura.....	12
Tabla Resumen GENERALIDADES.....	22
CAPITULO II	
Tabla 2.1 Valores de p (fracción del camión).....	25
Tabla 2.2: Parametros de la curva S-N para las barras de refuerzo.....	31
Tabla Resumen.....	35
CAPITULO III	
Tabla 3.1 Daño acumulado para losas sin pasadores.....	43
Tabla 3.2 Daño acumulado para losas con pasadores.....	44
Tabla 3.3 Características de la Mezcla.....	54
Tabla 3.4 Gradación agregado grueso y fino respectivamente.....	54
Tabla 3.5 Características del recubrimiento de las losas.....	63
Tabla 3.6 Resultados de las pruebas.....	65
Tabla 3.7 Resultados pruebas estáticas.....	67
Tabla 3.8 Características de la prueba de fatiga.....	68
Tabla 3.9 y 3.10 Resultados de las pruebas.....	71
Tabla Resumen.....	72

RESUMEN

TÍTULO: **ESTADO DEL ARTE DE LA FATIGA DE LA LOSA DE CONCRETO***

AUTOR: LAURA PATRICIA SANDOVAL GRANADOS**

PALABRAS CLAVES: Estado del arte, Fatiga, Losa de Concreto, Pavimentos, mecánica de fractura.

DESCRIPCIÓN:

El deterioro de la losa de concreto es la causa más común por la que se repara, rehabilita o reemplaza la superestructura de puentes y pavimentos rígidos, de esta forma el proyecto describe uno de los principales problemas que presenta la losa de concreto ante las cargas cíclicas, la fatiga, la cual ocasiona deformaciones irreversibles debido a las fluctuaciones de esfuerzo ocasionando una pérdida de resistencia mecánica que lo llevan irremediablemente a una falla prematura.

Este documento fue elaborado recopilando información de una serie de artículos en los que se efectúa un análisis cuantitativo y cualitativo de la fatiga de la losa de concreto, se proponen modelos empíricos y teóricos y se analizan el efecto de los diferentes componentes como el refuerzo y la reparación en la vida útil por fatiga de la losa.

En este trabajo se presentan las características, los diversos factores que influyen en el fenómeno, la forma de determinarlo, la forma como las normas de diseño lo abordan, los criterios en los que se basan para modelar la fatiga tanto lineales como no lineales y finalmente se presentan los enfoques propuestos desde el reconocimiento del fenómeno a principios del siglo XX, pasando por el análisis mediante la mecánica de fractura hasta el estudio en losas reparadas y el efecto del uso de diferentes fibras como refuerzo, de esta manera se tiene una visión global del problema y de las posibles alternativas planteadas.

* Trabajo de Investigación

** Facultad de Ciencias Fisicomecánicas, Escuela de Ingeniería Civil, Director:
Gustavo Chio Cho

SUMMARY

TITLE: STATE OF THE ART: FATIGUE OF CONCRETE SLAB*

AUTHOR: LAURA PATRICIA SANDOVAL GRANADOS**

KEY WORDS: State of the Art, Fatigue, Slab Concrete, Pavements, fracture mechanics

ABSTRACT:

The progressive damage of concrete slab is the most common cause for which repairs, restore or replace the superstructure of bridges and rigid pavements. This paper describes one of main problem presents on the concrete slab due cyclic loading, the fatigue, it produces irreversible deformations in the concrete slab due loss of mechanical resistance by fluctuations of stress, which results in premature failure.

The review was performance gathering information from several articles, which presents a quantitative and qualitative analysis of the fatigue of concrete slab, also, propose empirical and theoretical models and analyzed the effect of different slab's components as reinforcement and repairs, which influences the fatigue life of concrete slab.

The paper contains the characteristics, several factors that influences fatigue damage, different ways to estimate it, standards for fatigue in bridges and pavement designs, different criteria which are based to describe fatigue (both linear and nonlinear) and finally this review present the approaches proposed, since the recognition of the phenomenon, in the early twentieth century, passing through the analysis of fracture mechanics, right to study in repair concrete slab and the effect from using different fiber as reinforcement, therefore, there is a global vision of the problem and the proposed alternatives.

* Work of Investigation

** Faculty of Physical-mechanical Sciences, School of Civil Engineering, Gustavo Chio Cho

INTRODUCCION

La implementación del pavimento rígido en las redes viales y el uso de losas de concreto en puentes se ha incrementado en los últimos años por los beneficios que conlleva su uso, como lo son gran durabilidad, mínimo costo de mantenimiento, menores costos de operación vehicular, mínima deformación, resistencia a altas temperaturas y al deterioro por productos químicos como el diesel y la gasolina. De esta manera vemos por ejemplo que países como Bolivia y Colombia han decidido apostarle a esta tecnología, En Bolivia se construirá cerca de 1,000 Km. de carreteras y aproximadamente 7'000,000 de m² de vías urbanas con la tecnología del pavimento rígido y sin ir más lejos en Bucaramanga se esta implementando esta tecnología en el proyecto de Metrolínea.

El impulso de esta tecnología exige realizar un adecuado diseño de sus componentes, principalmente la losa de concreto ya que la formación de grietas tienen un efecto directo en la seguridad del tráfico y está comprobado que su deterioro es la causa más común por la que se repara, rehabilita o reemplaza la superestructura de los puentes, de esta forma se evidencia la necesidad de realizar un estudio de los fenómenos que afectan su vida útil, entre los que encontramos el desgaste producto de las cargas cíclicas (fatiga).

La fatiga es un fenómeno del que se ha tenido conciencia desde principios del siglo XX y aunque los daños producto de la fatiga en la losa concreto son reconocidos actualmente en el diseño de losas, países como Estados Unidos y Canadá han reportado falla prematura de la cubierta de sus puentes, una evidencia de esto son los cientos de millones que deben asumir estos países en la reparación y reemplazo de puentes de carretera.

La fatiga en la losa de concreto ha sido estudiada por diversos autores, presentando metodologías de cálculo, modelos mediante criterios de daño, además se ha analizado el efecto de los diferentes tipos de fibras utilizadas como refuerzo en el concreto y el efecto de la reparación de losas en la vida útil de la losa. En este trabajo se recopila esta información determinando los puntos más sobresalientes que nos ayuden a establecer el estado del arte de la fatiga en la losa de concreto.

OBJETIVOS

OBJETIVO GENERAL

Establecer el avance obtenido en el estudio de la fatiga de la losa de concreto.

OBJETIVOS ESPECÍFICOS

Objetivos investigativos:

- Buscar y recopilar información relacionada con la fatiga de la losa de concreto.
- Clasificar y analizar la información recogida de acuerdo a su importancia en el proyecto.
- Determinar los puntos más sobresalientes de los documentos recopilados.
- Realizar un seguimiento histórico de la fatiga en la losa de concreto.

Objetivos académicos:

- Conocer los elementos necesarios para realizar un trabajo de investigación coordinado y de auto-aprendizaje.
- Aplicar los conocimientos adquiridos en las asignaturas del programa de Ingeniería Civil: diseño de pavimentos y diseño de puentes 1 como base para entender y analizar las investigaciones realizadas sobre la fatiga de la losa de concreto.
- Estudiar el fenómeno de fatiga que se presenta en la losa de concreto producto de las cargas cíclicas que debe soportar a lo largo de su vida útil.

ALCANCE DE LOS OBJETIVOS

A continuación se presenta la forma como se alcanzaron cada uno de los objetivos planteados:

Búsqueda y Recopilación de Información: Para alcanzar este objetivo se utilizó la base de datos como BD ProQuest, Hw Wilson y la Web en buscadores como Google, en la bibliografía se presentan los artículos producto de esta investigación que se entregan como anexo al trabajo.

Clasificación y análisis de la información: El trabajo se dividió de la siguiente forma:

Capítulo 1 GENERALIDADES: este capítulo busca presentar el problema de la fatiga en la losa de concreto, de tal forma que se comprenda que es el fenómeno, porque se presenta, que factores influyen y las formas de determinar la fatiga experimentalmente y los criterios en los que se basan los modelos teóricos, para ello se emplearon los artículos: 5, 8, 9, 10, 15, 18, 19, 20 de la bibliografía.

Capítulo 2 CONSIDERACION DEL FENOMENO DE FATIGA EN EL DISEÑO DE LA LOSA este capítulo pretende mostrar la forma como las normas de diseño abordan el fenómeno, para lo cual se utilizaron los documentos: 1, 3, 4, 10, 16, 23 de la bibliografía.

Capítulo 3 ESTUDIOS REALIZADOS: se exponen los diferentes enfoques propuestos del tema, a continuación se presentan los artículos en los que se basó este capítulo los cuales corresponden a los documentos 2, 6, 7, 15, 11, 12, 13, 17, 18, 19, 21, 22 de la bibliografía.

Seguimiento histórico de la fatiga en la losa de concreto: En el capítulo 3 página 35 se presenta el análisis de la fatiga en la losa desde sus inicios con las curvas S-N producto de pruebas en vigas hasta las propuestas más recientes para tratar el problema como la implementación de técnicas de mantenimiento en losas

deterioradas, mediante pruebas experimentales buscando determinar la vida remanente en las losas reparadas.

1. GENERALIDADES

1.1. FATIGA EN MATERIALES

La falla prematura de las estructuras sujetas a cargas cíclicas, llamaron la atención de los ingenieros, ya que ocurría una pérdida de resistencia mecánica bajo esfuerzos nominales, de esta forma, se continuaron los estudios, concluyendo, que el fenómeno se presenta por las fluctuaciones de esfuerzo generadas por la periodicidad de la aplicación de carga, a lo cual se le denominó “fatiga” del material.

La fatiga se presenta por las deformaciones irreversibles que se forman en el material al estar sometido a las cargas dinámicas, además se ha observado que es más probable que este se presente en donde se presenten inclusiones, porosidades o impurezas por las acumulaciones de esfuerzo que se presenta en esas zonas, lo cual genera daño progresivo de la estructura que se refleja en la aparición de grietas, desprendimientos o la falla total de la estructura.

1.2. DESARROLLO DE LA FATIGA EN LA LOSA

Diversos autores han tratado de explicar el crecimiento de las fisuras en la losa de concreto, a continuación se presenta el comportamiento propuesto por estos:

1.2.1. Matsui en 1997.¹ Observó el proceso de deterioro de una losa de concreto que le permitió determinar el crecimiento de las fisuras hasta la falla, para ello establece cinco estados los cuales se presentan a continuación:

¹ Matsui, S. “Technology developments for bridge decks innovations on durability and construction citado por LI C., Victor y NOWAK S., Andrzej S. Fatigue Durability of Concrete Bridge Decks, Michigan: National Science Foundation.

1.2.1.1 Primer Estado. En el primer estado la losa se ve afectada por: la contracción que produce el concreto a medida que pierde humedad y también por las deformaciones que genera el tráfico circulante (cargas cíclicas) los cuales producen tensiones que se traducen en el desarrollo de fisuras localizadas en la parte inferior de la losa en la dirección transversal al tráfico.

1.2.1.2. Segundo Estado. En esta etapa las aparecen grietas tanto en la parte superior como en la parte inferior de la losa, en la parte superior se forman grietas transversales debido a las cargas dinámicas aplicadas (se observó su formación cuando en el test se aplicaban cargas repetidas en movimiento, no cuando se trataba de una carga de pulso estático), mientras que en la parte inferior se forman fisuras longitudinales producto de la pérdida de distribución de carga debido a la previa fisuración presentada en el primer estado.

Las fisuras transversales formadas en la parte superior de la losa presentan un crecimiento que va desde la viga hasta la parte media de la losa que termina con la unión de estas con las fisuras de la parte inferior formando fisuras continuas alrededor de la losa por lo tanto las fisuras van de un lado a otro de la losa.

1.2.1.3. Tercer Estado. Se forma la eflorescencia que es la formación de cristales blancos o costras polvorientas producto de la humedad en la superficie del fondo de la cubierta producto de la presencia de agua que se filtra en la losa por las fisuras previamente formadas en las etapas anteriores.

1.2.1.4. Cuarto Estado. Se produce un desgaste de las fisuras en la losa por las cargas repetidas a las que permanentemente se presentan por el tráfico y por la presencia de humedad que afecta sus propiedades mecánicas en la cual se produce una pérdida de distribución de la carga en dirección longitudinal que cambia el comportamiento de la placa pasando a comportarse como una viga transversal.

1.2.1.5. Quinto Estado. En este estado se producen los desprendimientos del concreto y depresión de la losa, por lo que se termina la vida útil de la losa ya que la losa al comportarse como una viga transversal no es capaz de soportar los esfuerzos de tensión a los que se ve sometido puesto que no tiene la cantidad de acero necesaria.

En este estado también se produjo con frecuencia en los test la falla de la estructura por esfuerzo cortante tema que se encuentra en estudio.

1.2.2. Según M. Foglar, P. Štemberk en 2006² el proceso de fatiga se puede dividir en tres fases de esta forma encontramos una fase de inicio, una fase de propagación estable y por ultimo una propagación inestable de las fisuras

1.2.2.1 Primera fase. Aparecen fisuras en las partes débiles del mortero que terminan una vez se presente 5-10% del numero total de ciclos que se pueden aplicar a la losa (la vida útil).

1.2.2.2 Segunda Fase. En esta fase se presenta en el 80% del total de ciclo de vida y se caracteriza por un crecimiento estable de las fisuras las cuales alcanzan una longitud crítica.

1.2.2.3 Tercera Fase. Finalmente se producen grietas inestables en la losa que se unen entre si producto de la gran cantidad de fisuras formadas y que resultan en una fractura que por lo general se presenta en el restante 10% ciclo de vida útil.

1.2.3. En Japón en 1998. los representantes de “Public Works Research Institute” (PWRI) en el articulo “Report on the 1997 Scanning Review of Asian

² FOGLAR, Marek y ŠTEMBERK, P. Guidance on Fatigue of Concrete Bridges, Department of Concrete and Masonry Structures, Faculty of Civil Engineering, Czech Technical University, Thákurova 7, 166 29 Prague 6, Czech Republic, 2006, p2.

Bridge Structures” describen el proceso de deterioro de las losas como el crecimiento que inicia con una fisuras transversales a la dirección del tráfico producto de las contracciones del concreto y a la sobrecarga, las cuales presentan un crecimiento con las cargas cíclicas en todas las direcciones pero la propagación crece mas rápido en el modo cortante de tal forma que estas grietas cambian el comportamiento de la losa dividiéndola en una serie de bloques rectangulares que posteriormente se presentan una perdida de capacidad de cortante debido al agua que penetra en las grietas que disuelve el cemento hasta que finalmente se presenta una falla por cortante que produce hoyos en la cubierta o desprendimientos.

1.3. FACTORES QUE INFLUYEN EN LA FATIGA

Desde finales de los 70's se han estudiado los factores que afectan la fatiga en el concreto hidráulico encontrando que los principales factores que influyen en el daño causado por las repeticiones de carga son:

- Estado de Humedad
- Espesor de la losa de concreto
- Espaciamiento entre las juntas transversales
- Curado y edad de concreto
- Temperatura de la losa.
- Rango de Esfuerzos

1.3.1. Estado de Humedad. Los autores están de acuerdo que existe una influencia negativa en la resistencia por fatiga del concreto por el contenido de humedad que el concreto presente, de esta forma Delives en 1993³ observó que

³ DELIBES LINIERS, Adolfo. Tecnología y Propiedades Mecánicas del Hormigón. 2ª Edición. [Madrid]: INTEMAC, 1993 [691.32 DEL].

los valores máximos por resistencia en flexión se presenta cuando el concreto previamente se secaba en una estufa y los valores mínimos cuando el concreto se dejaba al aire libre para su secado. Además Cornelissen y Reinhardt en 1984⁴, Waagard en 1981⁵, Van Leeuwen y Siemes en 1979⁶ encontraron que el concreto seco presenta una mayor fuerza de fatiga que el concreto húmedo.

1.3.2. Espesor de la losa de concreto. Hasta 1998 no se había estudiado el efecto del espesor de la losa bajo cargas cíclicas en la vida de fatiga de la losa, fue hasta el 2001 cuando Khazanovich y Yu⁷, determinaron que el espesor de la losa de concreto es uno de los principales parámetros que afectan el agrietamiento de las losas, puesto que una losa más gruesa presenta esfuerzos mucho menores que una más delgada que se encuentre en las mismas condiciones es decir manteniendo los demás parámetros constantes.

1.3.3. Espaciamiento entre juntas transversales. Frabizzio y Buch (1999)⁸ y Khazanovich y Yu⁷ en 2001 encontraron que el espacio entre juntas afectaba dramáticamente el agrietamiento en la losa de tal forma que un incremento en el espaciamiento de las juntas resulta en un fuerte incremento en el agrietamiento de las losas, Khazanovich y Yu⁷ observaron que en un pavimento rígido con juntas de espaciamiento variable, las losas mas largas presentaban una fisuración mas

⁴ CORNELISSEN, H y REINHARDL, "Uniaxial Tensile Fatigue of Concrete Under Constant Amplitude and Programme Loading", Citado por ROESLER, Jeffery y BARENGER, Ernest J. Fatigue of Concrete Beams and Slabs, Estado de Illinois: Universidad de Illinois, 1998. P522.

⁵ WAAGARD, K. Fatigue Strength of Offshore Concrete Structures, Citado por Ibíd.,p522.

⁶ VAN LEEUWEN, J y SIEMES, A. Miner's Rule with Respect to Plain Concrete, Citado por Ibíd.,p522.

⁷ Khazanovich, L.; Yu, H. T. (2001). "Modeling of Jointed Plain Concrete Pavement Fatigue Cracking in PaveSpec 3.0". Citado por GARNICA, Paul; GÓMEZ, José y SESMA, Jesús. Mecánica de materiales para pavimentos, Mexico: Sanfandila, 2002. p234.

⁸ Frabizzio, M. A.; Buch, N. J. (1999). "Investigation of Design Parameters Affecting Transverse Cracking in Jointed Concrete Pavements" Citado por Ibíd.,p234.

temprano que las losas más cortas, lo cual se debe a la influencia de la longitud de la losa (espaciamiento entre juntas) en el esfuerzo de alabeo.

1.3.4. Tiempo de curado y edad del concreto. Mindess y Young en 1981⁹, encontraron que al exponer las vigas a diferentes condiciones de curado (curado con humedad y al aire) se encontró que las vigas curadas en humedad presentan un incremento de la resistencia media a la flexión en un 20% entre 28 días y 20 años y que esta es un 25% mayor que los especímenes curados al aire.

1.3.5 Temperatura en la losa de Concreto. La temperatura es un factor que afecta el esfuerzo que se presenta en la losa ante cargas cíclicas, esto fue comprobado por J. R. Roesler en el ensayo publicado en el artículo "Cumulative Fatigue Damage Analysis of Concrete Pavement using Accelerated Pavement Testing Results", en el cual se realizaron pruebas en campo a 2 tiras de pavimento de 210m mediante un simulador de vehiculo pesado, teniendo en cuenta entre otros parámetros la temperatura, la cual fue medida mediante termocuplas tipo K las cuales fueron ubicadas en cuatro posiciones (al sol, a la sombra, sobre la barrera del trafico y una de control), se tomaron datos de las deflexiones verticales y horizontales observados para calcular diferentes parámetros de esfuerzo. En la tabla 1.1 se observa como varia cada uno de estos parámetros con la temperatura.

⁹ MINDESS, S y YOUNG, J.F.. "Concrete". Citado por Ibíd.,p234

Tabla 1.1. Efecto de la Temperatura

Resumen del Análisis de la tabla de influencia para criticas ubicaciones transversales (1.2 m de la esquina izquierda de la losa)						
Diferencia de Temp. Lineal Efectiva	Pico de Esfuerzo a Tensión (MPa)	Esfuerzo Minimo (MPa)	Esfuerzos en losas descargadas (MPa)	Máximo Cambio de Esfuerzo (Mpa)	Cambio de Esfuerzo relativo a la losa descargada (MPa)	Cambio de Esfuerzo a tensión
(°C)	PTS	MS	USS	(PTS-MS)	(PTS-USS)	(PTS-MS) para Ms > 0, otros (PTS-0.0)
-47.2	2.53	0.45	0.45	2.08	2.08	2.08
-41.7	2.5	0.44	0.44	2.06	2.06	2.06
-36.1	2.47	0.43	0.43	2.03	2.03	2.03
-30.6	2.42	0.42	0.42	2	2	2
-25	2.35	0.4	0.4	1.94	1.94	1.94
-19.4	2.26	0.38	0.38	1.88	1.88	1.88
-13.9	2.16	0.35	0.35	1.8	1.8	1.8
-8.3	2.02	0.3	0.3	1.72	1.72	1.72
Resumen del Análisis de la tabla de influencia para la ubicación crítica longitudinal (1.5 m de la esquina izquierda de la losa) usando 90kN de carga en la mitad del eje						
-47.2	2.8	-3.11	0.77	5.91	2.03	2.08
-41.7	2.75	-3.1	0.75	5.85	2	2.75
-36.1	2.68	-3.1	0.73	5.78	1.95	2.68
-30.6	2.57	-3.12	0.7	5.69	1.87	2.57
-25	2.43	-3.15	0.67	5.58	1.76	2.43
-19.4	2.25	-3.22	0.62	5.47	1.63	2.25
-13.9	2.03	-3.35	0.56	5.39	1.47	2.03
-8.3	1.77	-3.59	0.45	5.36	1.31	1.77

Fuente: "Cumulative Fatigue Damage Analysis of Concrete Pavement using Accelerated Pavement Testing Results", Tablas 1 y 2.

1.3.6. Rango de Esfuerzos (R) es la relación entre el esfuerzo mínimo y máximo producido por las cargas cíclicas.

$$R = \frac{\sigma_{min}}{\sigma_{max}} \quad (1.1)$$

Este parámetro ha mostrado influir en la vida de fatiga de la viga de concreto, según resultados propuestos por diversos autores como: Murdock and Kesler 1958¹⁰, Aas-Jackobsen 1970¹¹, Awad and Hilsdorf 1974¹², Tepfers and Kutti 1979¹³, Tepfers 1979¹⁴, sin embargo en el artículo “Large-Scale Airfield Concrete Slab Fatigue Tests” de Roesler, Hiller y Paul encontraron que el valor de R no tenía un significativo efecto en la losa para lo cual se hicieron pruebas de laboratorio sobre 16 losas de concreto de 2,0 m*2,0 m*15 cm de espesor, a las cuales se les aplicó diferentes configuraciones de carga con tres rangos de esfuerzos (R de 0.1, 0.4 y 0.7) de tal forma que se media la tasa de esfuerzo (*stress ratio* = σ_{max}/Mr) con un número de ciclos de falla (N), como se muestra en la figura 1.1.

¹⁰ Murdock, J.W. and Kesler, C.E. (1958), “ Effect of Range of Stress on Fatigue Strength of Plain Concrete Beams. Citado por ROESLER, Jeffery; HILLER, Jacob y LITTLETON, Paul C. Large-Scale Airfield Concrete Slab Fatigue Tests. En: International Conference on Concrete Pavement, (9^a:Agosto-2005: Colorado Springs).23pp

¹¹ Aas-Jakobsen, L. (1970), “Fatigue of Concrete Beams and Columns” citado por Ibíd.,p23

¹² Awad, M.E. and Hilsdorf, H.K (1974), “Strength and Deformation Characteristics of Plain Concrete Subjected to High Repeated and Sustained Loads”, citado por Ibíd.,p23

¹³ Tepfers, R. and Kutti, T. (1979a), “Fatigue Strength of Plain, Ordinary, and Lightweight Concrete”. citado por Ibíd.,p23

¹⁴ Tepfers, R. (1979b), “Tensile Fatigue Strength of Plain Concrete”, citado por Ibíd. P23

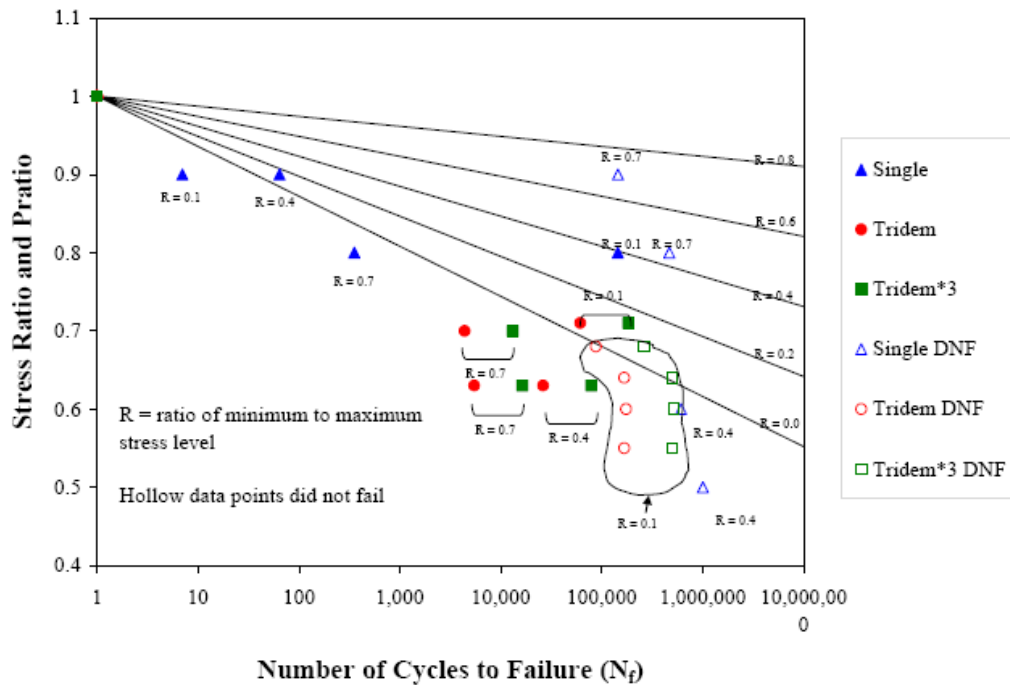


Figura 1.1: Efecto de R en la losa para tipos de cargas
Fuente: "Large-Scale Airfield Concrete Slab Fatigue Tests", figura 10

1.4. FORMAS DE DETERMINAR LA FATIGA

Existen dos formas de expresar la fatiga en el pavimento, la cual puede ser mediante la determinación de la reducción de resistencia por lo que empieza con un valor de uno y va reduciéndose conforme la vida útil se va agotando o por medio de una curva que relacione el número de ciclos de carga para producir un fallo a distintos niveles de esfuerzo. De esta forma podemos decir que las formas de medir la fatiga son:

- Hipótesis de Daño
- Curvas de Fatiga

1.4.1. Hipótesis de daño. Se han desarrollado dos hipótesis que tratan de definir la cantidad de daño producida en el pavimento causada por la fatiga del mismo:

- Hipótesis Lineal:
- Hipótesis no Lineal:

1.4.1.1. Hipótesis Lineal. Los científicos han basado sus modelos en la hipótesis dada por PALMGREN-MINER (1924-1945)¹⁵, esta hipótesis fue expresada inicialmente por PALMGREN en 1924 pero fue expresada matemáticamente por MINER en 1945 la cual expresa que la cantidad de daño por fatiga que ocurre en una losa se estima suponiendo que el tiempo de vida por fatiga para la losa de concreto es finito por lo tanto esta solo puede resistir un número máximo de aplicaciones de carga (N) para una carga de tránsito dada antes de que se presente la fractura entonces se puede decir que cada carga individual aplicada por el tránsito (n) afecta negativamente la vida de la losa en una cantidad, de esta forma el daño acumulado por fatiga es la suma lineal de las contribuciones de daño de cada ciclo así:

$$Daño = \sum \left(\frac{n}{N} \right) * 100 \quad (1.2)$$

Donde:

Daño = porcentaje de vida consumido por fatiga.

n = Número aplicado de cargas de tránsito

N = Número permisible de cargas de tránsito para agrietamiento de losas

Esta hipótesis supone que la falla de la losa se presenta cuando se registra un valor de daño del 100% lo que significa que se produce una división de la losa quedando dividida en dos partes.

¹⁵ MINER, M. A. "Cumulative Damage in Fatigue". Citado por ROESLER, Jeffery y BARENGER, Ernest J. Fatigue of Concrete Beams and Slabs, Estado de Illinois: Universidad de Illinois, 1998. P522.

A continuación se presenta gráficamente la hipótesis lineal de daño:

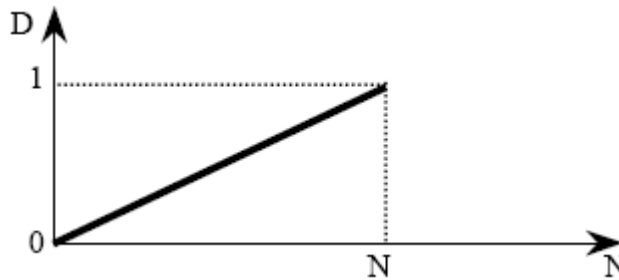


Figura 1.2 Hipótesis de Miner

Muchos autores como Ballinger en 1972¹⁶, Raithby en 1979¹⁷, Van Leeuwen y Siemes, Holmen 1979¹⁸, Siemes en 1983¹⁹ han desestimado la Regla de Miner al encontrar en sus estudios que la curva de esfuerzo vs el número de ciclos (S/N) tiene una cercana dependencia con la fuerza estática. Por lo tanto Siemes en 1982²⁰ asegura que la regla de Miner podría ser cierta si la amplitud de carga tuviera una dispersión con respecto a la fuerza estática de tal forma que estos datos fueran válidos mediante un estudio estadístico. Recientemente J. R. Roesler en el artículo "Cumulative Fatigue Damage Analysis of Concrete Pavement Using Accelerated Pavement Testing Results" presenta nueva evidencia la cual le permite afirmar que "El uso de la hipótesis de Miner para caracterizar el daño acumulativo por fatiga en el concreto, no predice con exactitud la falla por fatiga de la losa de concreto", esto, en base a pruebas realizadas a dos losas de concreto construida por el departamento de transporte de California cuyas características se presentan a continuación:

¹⁶ BALLINGER, C.A. "Cumulative Damage in fatigue". Citado por, ROESLER, Jeffery y BARENGER, Ernest J. Fatigue of Concrete Beams and Slabs, Estado de Illinois: Universidad de Illinois, 1998. P522.

¹⁷ RAUTGBY K.D. y WHIFFEN, A.C. "Failure of Plain Concrete under fatigue loading- A Review of Current Knowledge", citado por Ibíd. P522

¹⁸ VAN LEEUWEN, J y SIEMES, op.cit., p522

¹⁹ SIEMENS, A.J.M. "Fatigue of concrete, Part 1: Compressive stresses", citado por Ibíd, p522.

²⁰ SIEMENS, A.J.M. "Miner's Rule with respect to Plain Concrete Variable Amplitude Tests", citado por Ibíd, p522.

- Posee concreto con cemento hidráulico de alta resistencia temprana.
- Fue diseñada para permitir tráfico después de las 4 horas de colocación.
- Se construyeron 2 Tiras de pavimento de 210m con un espesor de 20 cm.
- Fueron construidas en campo, en la ruta estatal 14 a 8km del sur de Palmdale, California.

Estas losas fueron sometidas a cargas cíclicas obtenidas mediante un simulador de vehículos pesados (HVS) con ruedas duales de camión y ruedas de avión obteniendo así cargas cuya magnitud se encuentra entre 40kN y 150kN a una frecuencia promedio de 750 repeticiones/hr. En la prueba se calculó para diferentes modelos el número permitido de cargas antes de falla (N) y se obtuvo que para pequeñas razones de esfuerzo la falla se obtuvo mucho más temprano de lo esperado y al calcular el daño se encontró que este valor era significativamente mucho mas bajo que el esperado (inferior a 1), por lo tanto esta prueba revela las principales falencias de la hipótesis de Miner la cual no considera factores ambientales, las propiedades geométricas, la propiedades de los materiales, etc.

Por lo tanto se han propuesto muchos modelos no lineales como el de Sha en 1984 expuesto a continuación, así como también el de Oh en 1991²¹ que describe el daño utilizando la forma del esfuerzo total por tensión vs el numero de ciclos y el de Hordijk y Reinhardt en 1992²² en el que proponen un crecimiento del daño y la subsecuente falla siguiendo la rama descendiente del test estático.

²¹ OH, B.H. "Cumulative Damage Theory of Concrete Under Variable- Amplitude Fatigue Loadings", Citado por, ROESLER, Jeffery y BARENGER, Ernest J. Fatigue of Concrete Beams and Slabs, Estado de Illinois: Universidad de Illinois, 1998. P522.

²² HORDIJK, D.A. y REINHARDT, H.W. Numerical y Experimental investigation into the Fatigue Behaviour of Plain Concrete" citado por Ibíd, p522.

1.4.1.2. Hipótesis No Lineal. En 1960 y 1966 HILSDORF Y KESLER²³ refutaron la hipótesis de MINER por medio de pruebas en el que observaban el comportamiento por fatiga del concreto sujeto a una variación de repetidas cargas. Con estos datos experimentales SHA en 1984²⁴ propuso una ley no lineal de daño representada en una función parabólica de tercer grado que tiene un punto de inflexión y una pendiente aproximadamente constante así:

$$di = ax^3 + bx^2 + cx \leq 1 \quad (1.3)$$

Ajustando a los datos experimentales con dos estados de sollicitación cíclica tenemos que:

$$D = 1.14(x_1^3 + x_2^3) - 2.4(x_1^2 + x_2^2) + 2.26(x_1 + x_2) \quad (1.4)$$

La ecuación general esta dada por:

$$D = a \sum x_i^3 + b \sum x_i^2 + c \sum x_i \quad (1.5)$$

Donde:

$$x_i = \frac{n_i}{N_i} \quad (1.6)$$

A continuación se presenta gráficamente la hipótesis:

²³ HILSDORF, H y KESLER, C.E. The Behaviour of Concrete in Flexure Under Varying Repeat Loads

²⁴ SHA, 1984. Citador por DELIBES LINIERS, Adolfo. Tecnología y Propiedades Mecánicas del Hormigón. 2ª Edición. [Madrid]: INTEMAC, 1993 [691.32 DEL]

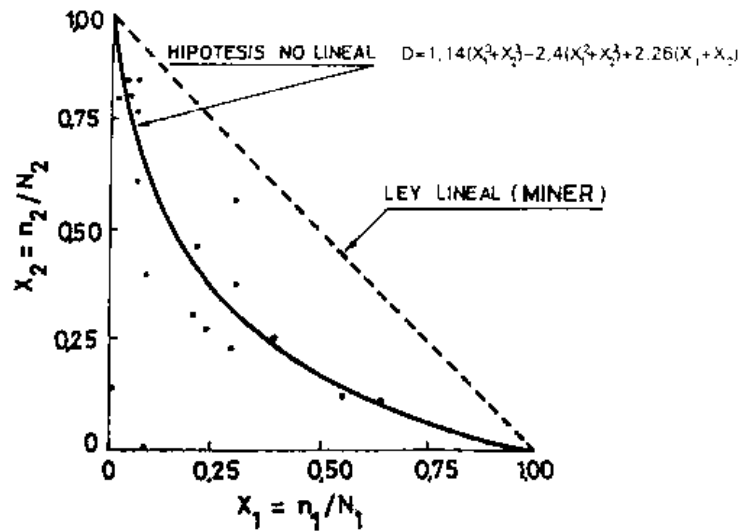


Figura 1.3: hipótesis de Sha (Tecnología y Propiedades Mecánicas del Hormigón” de Delibes 2da Edición pag 157 Figura 8.6)

En la figura se pueden observar tres fases de crecimiento del daño:

- Primera Fase: velocidad de crecimiento del daño creciente.
- Segunda Fase: velocidad del daño constante.
- Tercera Fase: la velocidad de daño se incrementa.

1.4.2. Curvas de Fatiga²⁵. Mediante ensayos de probetas o estructuras completas en los cuales se toma una serie de datos que luego son ajustados, se construye una curva denominada “curva de fatiga”. La curva de fatiga requiere un gran número de ensayos que además requieren un tratamiento estadístico para una buena precisión de los resultados de tal forma que se pueda obtener una

²⁵ DELIBES LINIERS, Adolfo. Tecnología y Propiedades Mecánicas del Hormigón. 2ª Edición. [Madrid]: INTEMAC, 1993 [691.32 DEL]

curva apta para el diseño, a continuación se presentan las dos formas de presentación de los resultados experimentales:

- Curva de Wohler o S-N
- Diagrama de Goodman

1.4.2.1. Curva de Wohler o S-N (Stress-Number of cycles). Es el método mas utilizado para describir el fenómeno de fatiga en el concreto en el cual la aplicación de cargas se efectúa a una amplitud constante, donde se toman lecturas de la relación entre la tensión máxima y la resistencia a un determinado ciclo o repetición de carga, este método asume que:

- ✓ La fatiga en el concreto es independiente de la fuerza.
- ✓ La tasa de esfuerzo se comporta linealmente con el logaritmo de las repeticiones de carga.
- ✓ La resistencia de la fatiga depende de los esfuerzos máximos y mínimos.
- ✓ Los factores que afectan la fuerza estática en el concreto deben afectar en la misma forma la resistencia de fatiga de este.

A continuación se presenta la representación gráfica (figura 1.4):

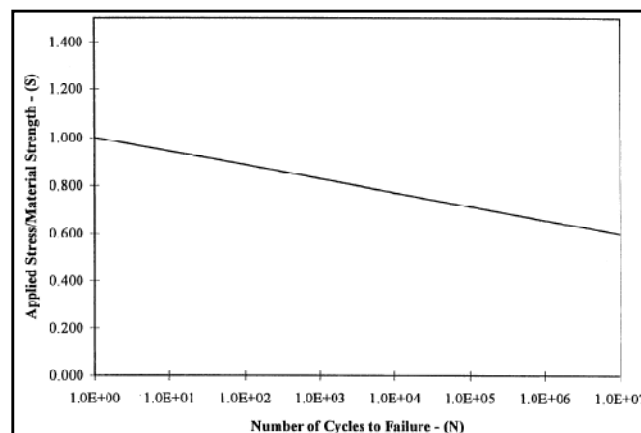


Figura 1.4 Curva de Wohler or S-N (Reporte de Roesler and Barenber 1998)

1.4.2.2. Diagrama de Goodman Modificado. En el diagrama se expresa el rango de tensiones aplicadas con una cantidad (N) de ciclos aplicados, de tal forma que se van construyendo una curva que define el comportamiento de la losa en función de la tensión máxima que resisten. Como podemos observar en la figura 1.5 tanto las ordenada como las abscisas vienen en función de la resistencia a compresión simple del material " f_c ", de tal forma que el diagrama pueda ser aplicado para concretos de distintas propiedades.

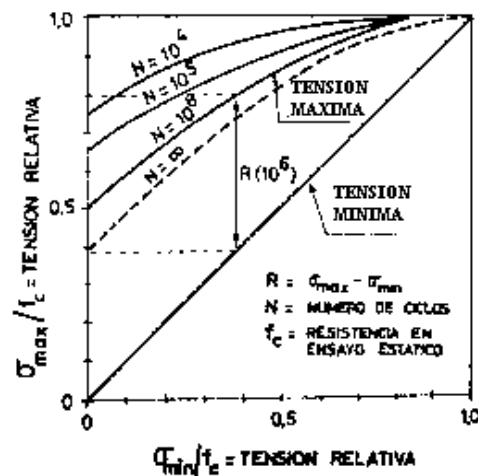


Figura 1.5 Diagrama de Goodman Modificado (Libro "Tecnología y Propiedades Mecánicas del Hormigón", Delibes 1993)

TABLA RESUMEN

CAPITULO 1 GENERALIDADES

ETAPAS DEL PROCESO DE FALLA POR FATIGA		
Matsui (1997)	Foglar y Štemberk (2006)	PWRI de Japon
Cinco estados de deterioro	Tres Estados	
1er Estado: Aparecen fisuras en direccion transversal al trafico en la zona inferior de la losa	1ra Fase: cuando va el 5-10% de la vida de fatiga, Aparecen fisuras producto del mortero al aplicar un	1er Estado: se forman grietas transversales a la direccion del trafico
2do Estado: formacion de fisuras longitudinales en la zona inferior de la losa y fisuras transversales en la zona superior	2 Fase: crecimiento estable de las fisuras, el cual se presenta en el 80% de la vida de fatiga	2do Estado: Crecimiento de las grietas por la carga ciclica
3er Estado: formacion de eflorescencia en la zona inferior de la losa	3ra Fase: crecimiento acelerado de las fisuras se presenta en el 10% de vida remanente hasta la falla.	3er Estado: la losa se divide en bloques rectangulares
4to Estado: desgaste de las fisuras que produce perdida de la capacidad de carga que genera un comportamiento a una viga transversal		4to Estado: presenta perdida en la capacidad del cortante por la presencia de humedad
5to Estado: desprendimientos y fin de la vida util.		5to Estado: la losa falla por cortante generando desprendimientos en la cubierta

FACTORES QUE INFLUYEN EN LA FATIGA

Estado de Humedad

Espesor de la Losa

Espaciamiento entre juntas

Tiempo de Curado y edad del concreto

Temperatura en la losa

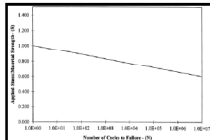
Rango de Esfuerzos

FORMAS DE DETERMINAR LA FATIGA

Experimentalmente

Teóricamente

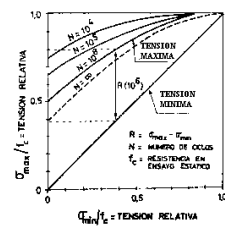
Curvas S-N



Hipotesis Lineal: propuesta por PALMGREN-MINER

$$Daño = \sum \left(\frac{n}{N} \right) * 100 \quad (1.2)$$

Diagrama de Goodman Modificado



Hipotesis no Lineales: se presenta como ejemplo la de SHA

2. CONSIDERACION DEL FENOMENO DE FATIGA EN EL DISEÑO DE LA LOSA

El diseño de la losa de concreto tanto para pavimentos como puentes cuenta con una normatividad que la limitan y sirve de guía para la determinación de parámetros importantes de construcción, por tal motivo es necesario comprobar la consideración de la fatiga en los diseños.

2.1. AASHTO 2005

El código define una carga dada por fatiga y una frecuencia de aplicación la cual debe ser aplicada a la losa de concreto cuando se cumple que: esta no forma parte de un sistema con multivigas o que el esfuerzo a compresión (σ_c) debido a las cargas permanentes en la losa cumpla con la siguiente relación:

$$\sigma_c < 2 * \sigma_{max} \quad (2.1)$$

Donde σ_{max} representa el esfuerzo máximo resultante al analizar por carga viva la losa con la siguiente combinación de carga:

$$CARGA = 0.75 * (LL + IM + CE + BR + PL + LS) \quad (2.2)$$

Donde:

- LL = Carga viva (camión de diseño)
- IM = Carga vehicular dinámica permitida
- CE = Fuerza centrífuga vehicular
- BR = Fuerza Vehicular de frenado
- PL = Carga viva del peatón
- LS = carga viva por recargo

En el artículo 3.6.1.4, se define la carga utilizada como un camión de diseño o eje del mismo y la frecuencia esta determinada por el promedio del tráfico diario en un solo carril (ADTT_{SL}), de esta forma la frecuencia esta dada por:

$$ADTT_{SL} = p * ADTT \quad (2.3)$$

Donde:

ADTT: El numero promedio de camiones por día en una dirección durante el periodo de diseño.

p : este valor esta dado en función del número de carriles como se muestra en la tabla 2.1 (tabla 3.4.6.1.4.2-1 del presente código)

Número de Carriles	p
1	1
2	0.85
más de 3	0.8

Tabla 2.1 Valores de p (fracción del camión)

De esta manera el momento que debe soportar la losa es afectado por la fatiga según el método de determinación de esfuerzos utilizado así vemos que:

2.1.1. Para métodos refinados. Se determina el momento ubicando un solo camión de diseño transversal y longitudinalmente para maximizar el rango de esfuerzo sin importar la posición del tráfico.

2.1.2. Para métodos aproximados. El momento se determina considerando un factor de distribución $C=3$, además el momento depende de la dirección del refuerzo principal (perpendicular al tráfico o paralelo al mismo) de esta forma se emplean las ecuaciones 4.6.6.1.8-1 y 4.6.2.1.8-3 de la AASHTO :

$$M_{transversal} = 1290D^{0.197}L^{0.459}C \quad (2.4)$$

$$M_{paralelo} = 408D^{0.123}L^{0.64}C \quad (2.5)$$

Donde:

L : Longitud del tramo de losa en estudio (mm).

C : Factor de continuidad.

D : Rigidez por flexión, se calcula mediante la relación:

$$D = \frac{D_x}{D_y} \quad (2.6)$$

D_x : Rigidez por flexión de la losa en la dirección del refuerzo principal (N-mm²/mm).

D_y : La rigidez por flexión de la losa en dirección perpendicular al refuerzo principal (N-mm²/mm).

2.1.3. Acero de Refuerzo. Si la losa requiere la consideración de fatiga, se debe verificar que el rango de esfuerzos al aplicar la combinación de carga por fatiga cumpla con la relación:

$$f_f < 145 - 0.33f_{min}0.55(r/h) \quad (2.7)$$

En la que f_t es el rango de esfuerzos en MPa, f_{min} es el mínimo nivel de esfuerzo a compresión y r/h es la relación entre el radio base y la altura a la cual se ha extendido la deformación transversal, asumido por lo general en 0.3.

2.2. EUROCODE

El código reconoce el fenómeno de fatiga en la losa de concreto al mencionar en el artículo 4.3.7 que debe hacerse una verificación por fatiga para estructuras que estén sujetas a significativas variaciones de esfuerzo, para lo cual propone una verificación tanto para el acero como para el concreto siempre que se vaya a diseñar para un periodo igual o superior a los 120 años de vida de servicio.

2.2.1. Verificación de fatiga para el concreto. Para la verificación del concreto se analizan los esfuerzos máximos a los que se ve sometido la losa, de esta forma en el artículo 4.3.7.3 propone un rango en el cual deben permanecer para asegurar que la losa no falle por fatiga, a continuación se presentan estos rangos:

2.2.1.1. Verificación por compresión: se asume que la estructura resiste adecuadamente los esfuerzos de fatiga si se satisface la ecuación 4.188 del EUROCODE que se muestra a continuación:

$$\frac{\sigma_{c,max}}{f_{cd}} \leq 0.5 + 0.45 \frac{\sigma_{c,min}}{f_{cd}} \leq 0.9 \quad (2.8)$$

$\sigma_{c,max}$: Máximo esfuerzo por compresión en una fibra de concreto bajo la combinación de acciones.

$\sigma_{c,min}$: Esfuerzo mínimo por compresión en la misma fibra donde ocurrió el esfuerzo máximo.

f_{cd} : Fuerza de diseño de concreto, para calcularla debe aplicarse $\beta_{\infty}(t_0)$ puesto que debe considerarse el incremento debido a la edad de la losa antes de ocurrir las cargas cíclicas, este factor se calcula así:

$$\beta_{\infty}(t_0) = \exp \left\{ s \left[1 - \sqrt{\frac{28}{t_0/t_1}} \right] \right\} \quad (2.9)$$

- s : 0.20 Para cemento de rápido endurecimiento y gran fuerza.
- 0.25 Para cemento de rápido endurecimiento y fuerza normal.
- 0.38 Para cementos de endurecimiento lento.

t_1 : Tiempo de referencia (1 día).

t_0 : Tiempo en el que se aplica la carga inicial (en días).

Gráficamente también se observa la región de esfuerzos permitida para compresión:

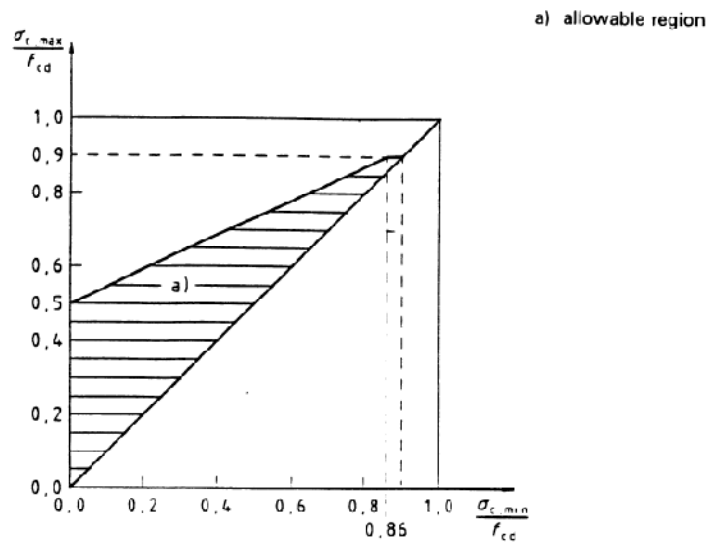


Figura 2.1: Región de Esfuerzos Permitidos para Compresión

2.2.1.2. Elementos sin refuerzo por cortante. La resistencia del concreto por esfuerzos de fatiga se satisface si se cumple con la siguiente ecuación:

$$\frac{\tau_{\min}}{\tau_{\max}} \geq 0 : \left| \frac{\tau_{\max}}{\tau_{Rd1}} \right| \leq 0.5 + 0.45 \left| \frac{\tau_{\min}}{\tau_{Rd1}} \right| \leq 0.9 \quad (2.10)$$

$$\frac{\tau_{\min}}{\tau_{\max}} \geq 0 : \left| \frac{\tau_{\max}}{\tau_{Rd1}} \right| \leq 0.5 - \left| \frac{\tau_{\min}}{\tau_{Rd1}} \right| \quad (2.11)$$

τ_{\max} : Máximo esfuerzo cortante nominal aplicado en una frecuente combinación de acciones.

τ_{\min} : Mínimo esfuerzo cortante nominal que ocurrió donde se presentó el τ_{\max} .

τ_{Rd1} : Es el esfuerzo producido por el cortante de diseño, la ecuación que lo define es:

$$\tau_{Rd1} = V_{Rd1} / (b_w \cdot d) \quad (2.12)$$

Gráficamente el rango de esfuerzos esta dado así:

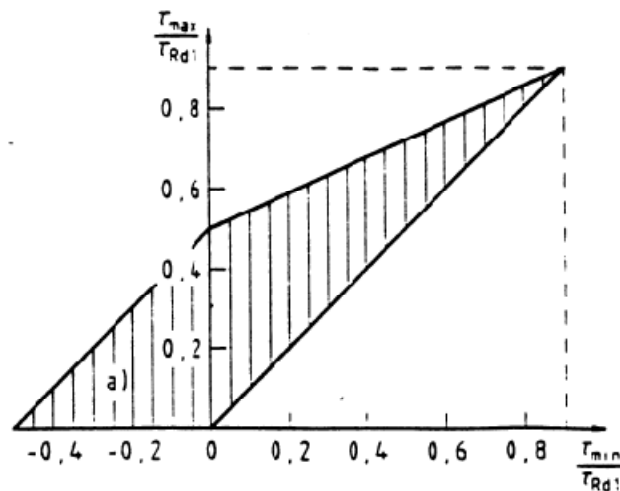


Figura 2.2 Rango de esfuerzos para elementos sin refuerzo por cortante

2.2.1.3. Punzamiento. Se considera una resistencia a la falla por punzamiento debida a la fatiga de la estructura cuando los esfuerzos cortantes de diseño máximo y mínimo cumplen los requisitos impuestos en las ecuaciones # (las mismas para elementos sin refuerzo) con la variación que los cortantes de diseño se calcula mediante la siguiente ecuación:

$$\tau_{Rd1} = V_{Rd1}/d \quad (2.13)$$

$$\tau = V_{Sd}/d \quad (2.14)$$

2.2.2. Verificación de fatiga en el acero de refuerzo. El EUROCODE establece un criterio para evaluar la resistencia de las barras al fenómeno de fatiga, de esta forma se puede asegurar una que las barras de refuerzo resisten a la fatiga si el diseño cumple con la siguiente condición:

$$\gamma_F \gamma_{Sd} \Delta\sigma_{s, equ} \leq \frac{\Delta\sigma_{Rsk}(N')}{\gamma_{s, fat}} \quad (2.15)$$

γ_F y γ_{Sd} son factores de seguridad definidos en el artículo 4.3.7.2 como equivalentes a la unidad, El rango de esfuerzos para N ciclos de carga ($\Delta\sigma_{Rsk}$) se determina mediante el uso de la curva S-N (figura 2.3), la cual consta de la siguiente ecuación:

$$(\Delta\sigma_{Rsk})^m N = m \quad (2.16)$$

Donde m puede tomar valores para k1 y k2 dependiendo del ciclo de carga aplicada (N) como se muestra en la figura 2.3. En la tabla 2.2 (tabla 4.117 del EUROCODE 2) se exponen estos parametros:

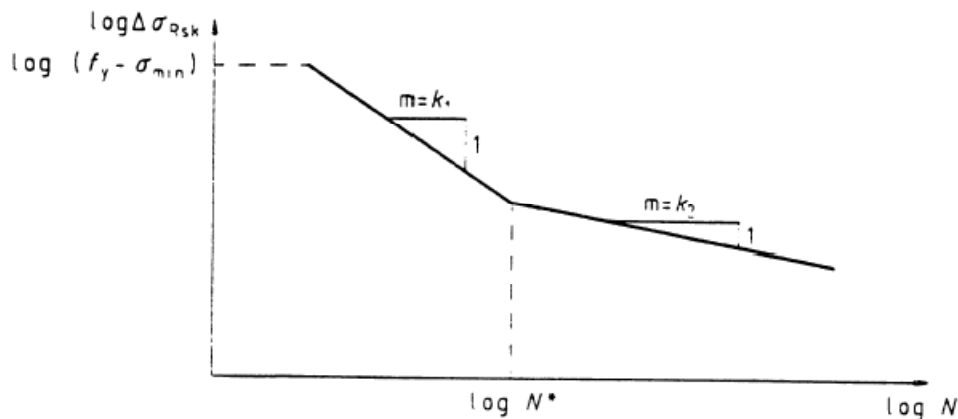


Figura 2.3: Forma característica de la fuerza de fatiga para el acero de refuerzo

Tipo de Refuerzo	N'	Exponente Esfuerzo		ΔσRsk [N/mm ²] para N=	
		k1	k2	N'	2 x 10 ⁹
Barras derechas y dobladas Para D ≥ 25 *Φ Para D < 25 *Φ vea (a)	10 ⁸	5	9	195	180
Barras soldadas Extremos unidos (b) acoplamientos (b)	10 ⁷	3	5	60	100
Φ = diámetro de la barra D = diámetro del mandril a) Los valores de ΔσRsk son adecuados para barras derechas . Los valores para una barra curva de diámetro D < 25 *Φ debe se obtiene al multiplicar el valor de la barra derecha por un factor de reducción ζ = 0.35 + 0.026 D/Φ Para estribos ζ debe tomarse como 0.9. b) A menos que otras se construyan curvas S-N a partir de pruebas de laboratorio.					

Tabla 2.2: Parametros de la curva S-N para las barras de refuerzo

El daño equivalente en un rango de esfuerzos ($\Delta\sigma_{s,equ}$) se calcula mediante la expresión:

$$\Delta\sigma_{s,equ} = \Delta\sigma_{S,EC} \lambda_S \quad (2.16)$$

Donde:

$\Delta\sigma_{S,EC}$:Es el rango de esfuerzos causados por una carga que corresponde a la establecida en el modelo 3 de fatiga incrementada por el factor dado en P(101) del EUROCODE 2. Así la carga total será:

Carga Total = Factor x Carga del modelo 3 de fatiga

La Carga para el modelo 3 de fatiga esta especificada en la sección 4.6.4 del EUROCODE 1 la cual consiste en multiplicar las cargas axiales por un factor de 0.7.

El factor esta dado en P(101) depende de la ubicación del acero de esta forma es: 1.75 para soportes intermedios y 1.40 para las otras areas.

λ_s es un factor de corrección depende de la longitud de la losa ($\lambda_{s,1}$), el volumen de trafico anual($\lambda_{s,2}$), la vida de servicio ($\lambda_{s,3}$), el numero de carriles($\lambda_{s,4}$) y la aspereza de la superficie (Φ), de tal manera que λ_s esta dado por:

$$\lambda_s = \phi * \lambda_{s,1} * \lambda_{s,2} * \lambda_{s,3} * \lambda_{s,4} \quad (2.17)$$

Como se observa tanto el código Europeo como el de Estados Unidos tienen en cuenta la fatiga que sufre la losa de concreto, pero el EUROCODE presenta un procedimiento mas riguroso que la AASHTO, ya que analiza la fatiga considerando todos los esfuerzos que se generan en la losa (esfuerzos por compresión, cortante y punzamiento) mientras que la AASHTO solo lo aborda teniendo en cuenta el esfuerzo por compresión.

2.3. CODIGO COLOMBIANO DE DISEÑO SISMICO DE PUENTES CCP 200-94

La norma colombiana en el diseño de losas limita el rango de esfuerzos que sufre el refuerzo recto al aplicarse la carga cíclica (carga viva + impacto) mediante la siguiente relación:

$$f_f \leq 1470 - 0.33f_{min} + 0.56(r/h) \quad (2.18)$$

Donde

f_f = rango de esfuerzos en Kgf/cm²

f_{min} = nivel de esfuerzo mínimo, positivo si es tracción y negativo si es compresión en Kgf/cm²

r/h = relación entre el radio básico y la altura de los resaltes de la sección, en caso de no conocer esta relación se puede usar 0.3.

Además propone esfuerzos por fatiga para el refuerzo recto, no considera el fenómeno de fatiga como un parámetro para determinar las características de la losa, de esta forma el código solo considera esfuerzos generados por la carga viva, carga muerta y el impacto.

2.4 DISEÑO DE PAVIMENTOS RIGIDOS

En el diseño de pavimentos rígidos se utiliza por lo general el método de la Asociación del Cemento PORTLAND (método de la PCA) el cual tiene como criterio de evaluación la erosión en la subbase y la fatiga del pavimento de concreto, en el caso de la fatiga el método utiliza las ecuaciones propuestas por Packard y Tayajbi en 1985 producto de una serie de datos experimentales al ensayar vigas en un laboratorio, con un límite de fatiga de 0.45, las cuales se muestran a continuación:

✓ Para $SR \geq 0.55$

$$\text{Log } N = 11.737 - 12.077 * SR \quad (2.19)$$

✓ Para $0.45 < SR < 0.55$

$$N = \left[\frac{4.2577}{SR - 0.4325} \right]^{3.268} \quad (2.20)$$

✓ Para $SR \leq 0.45$

N = No esta limitado

Donde: N = Número de aplicaciones permisibles para que ocurra la falla

SR = Relación de esfuerzos

El análisis de la fatiga en cada uno de los códigos es diferente por lo tanto aunque el fenómeno es considerado en el diseño, aun no existe un criterio aceptado por todos para su evaluación, de esta manera se observa que los códigos de puentes tratan de considerar las características de la losa como parámetros importantes en la verificación de fatiga, mientras que la PCA solo considera el numero de repeticiones de carga como única variable que afecta la fatiga.

CAPITULO 2

CONSIDERACION DEL FENOMENO DE FATIGA EN EL DISEÑO DE LA LOSA

Presenta las normas estipuladas sobre el fenómeno en los códigos AASHTO,EUROCODE,CCP 200-94 y PCA para el diseño de estructuras de concreto

AASHTO	
Verificacion de la fatiga: $\sigma_c < 2 \cdot \sigma_{max}$	Metodo para analizar la fatiga: implementar un momento por fatiga
σ_c = esfuerzo a compresion por las cargas permanentes	Momento por Metodos Refinados: Se aplica un camion de diseño a la losa.
σ_{max} = esfuerzo máximo al utilizar la combinacion de carga: $0.75 \cdot (LL+IM+CE+BR+PL+LS)$	Momento por Metodos Aproximados: $M_{paralelo} = 408D^{0.123}L^{0.64}C$ $M_{transversal} = 1290D^{0.197}L^{0.459}C$

AASHTO
Para el Acero de Refuerzo
verificacion de fatiga: $f_f < 145 - 0.33f_{min}^{0.55}(r/h)$
f_f = rango de esfuerzos [MPa] fmin = minimo nivel de esfuerzo a compresión

<i>EUROCODE</i>	
Para el Concreto	
por Compresión:	
$\frac{\sigma_{c,max}}{f_{cd}} \leq 0,5 + 0,45 \frac{\sigma_{c,min}}{f_{cd}} \leq 0,9$	
Elemento sin Refuerzo por Cortante y Punzamiento	
$\frac{\tau_{min}}{\tau_{max}} \geq 0 : \left \frac{\tau_{max}}{\tau_{Rd1}} \right \leq 0,5 + 0,45 \left \frac{\tau_{min}}{\tau_{Rd1}} \right \leq 0,9$	
$\frac{\tau_{min}}{\tau_{max}} < 0 : \left \frac{\tau_{max}}{\tau_{Rd1}} \right \leq 0,5 - \left \frac{\tau_{min}}{\tau_{Rd1}} \right $	
Donde:	
Para Cortante:	$\tau_{Rd1} = V_{Rd1}/(b_w \cdot d)$
Para Punzamiento:	$\tau_{Rd1} = V_{Rd1}/d$
Para el Acero de Refuerzo	
$\gamma_F \gamma_{Sd} \Delta\sigma_{s,eq} \leq \frac{\Delta\sigma_{Rsk} (N^*)}{\gamma_{s,fat}}$	

CODIGO COLOMBIANO DE PUENTES CCP 200-94

Verificación de Fatiga:

El rango de esfuerzos al aplicar la carga viva + impacto debe cumplir que:

$$f_f \leq 1470 - 0.33f_{min} + 0.56(r/h)$$

METODO DE LA PCA

Se determina el número de repeticiones de carga que puede soportar la losa a partir del rango de esfuerzos en los que trabaja

- Para $SR \geq 0.55$

$$\text{Log } N = 11.737 - 12.077 * SR$$

- Para $0.45 < SR < 0.55$

$$N = \left[\frac{4.2577}{SR - 0.4325} \right]^{3.268}$$

- Para $SR \leq 0.45$

N = No esta limitado

3. ESTUDIOS REALIZADOS

3.1 RECONOCIMIENTO DEL FENOMENO

Desde comienzos del siglo XX se investiga el fenómeno de fatiga del concreto pero fue hasta 1920 cuando se observó el problema con el desarrollo de estructuras de concreto sujetas a cargas cíclicas, inicialmente las investigaciones se centraron en el comportamiento de las vigas de concreto de puentes, de esta forma encontramos que los modelos implementados actualmente para la losa de concreto se basan en los test realizados por la AASHTO (HRB-1962) y estudios similares como el de Bates Road Test (1924), Michigan Road Test, etc. A continuación se presenta en la figura 3.1 los múltiples modelos desarrollados:

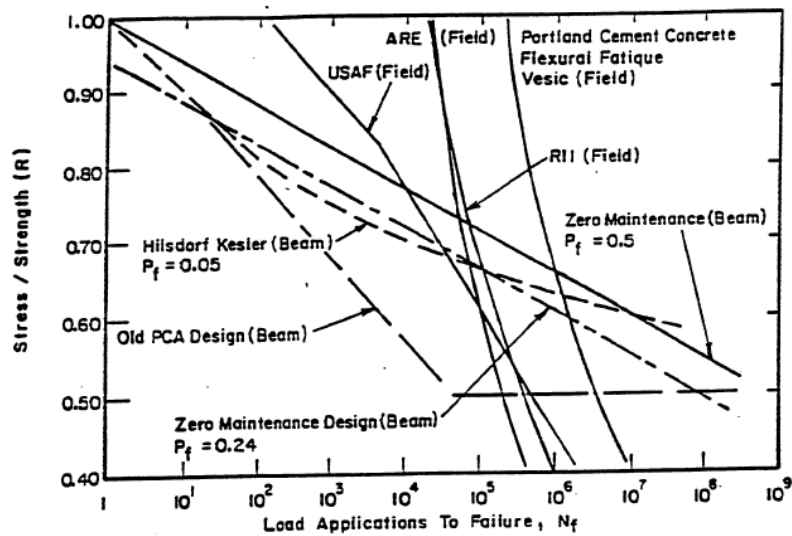


Figura 3.1: Modelos de Fatiga usando vigas de laboratorio y test en campo
Fuente: "Fatigue of concrete beams and Slabs" de Roesler y Barenberg, fig 5.1

A partir del desarrollo de pruebas fueron apareciendo ecuaciones que tratan de explicar el fenómeno, estos modelos fueron presentados por Roesler y Barenberg en el artículo "Fatigue of concrete beams and Slabs" y posteriormente Roesler

presenta otros modelos en el artículo “Cumulative Fatigue Damage Analysis of Concrete Pavement Using Accelerated Pavement Results”.

3.2 MODELOS DESARROLLADOS

3.2.1 Ecuación de Cero Mantenimiento. En 1977 Darter y Barenberg encontraron que el punto crítico de falla en la mayoría de las losas se presentaba en el borde longitudinal, de esta forma sugirieron que la ecuación del cero mantenimiento para vigas fuera implementada para la losa la cual se presenta a continuación:

$$\text{Log } N = 17.61 - (\sigma/M_r) \quad (3.1)$$

Donde:

N : es el número de ciclos que resiste hasta la falla

σ/M_r : Es la razón de esfuerzo

La ecuación asume que la probabilidad de falla es del 50%, los esfuerzos de carga fueron calculados en el fondo de la viga¹.

3.2.2 Modelo de Foxworthy. el cual fue desarrollado en 1985 utilizando los datos recopilados de las pruebas realizadas en aeropuertos por el COE, que tiene como criterio de falla el 50% de agrietamiento en la losa en los que los esfuerzos de carga fueron calculados en el borde. A continuación se presenta el modelo:

$$\text{Log } N = 1.323 \left(\frac{1}{SR} \right) + 0.588 \quad (3.2)$$

3.2.3 Modelo de la PCA. En 1985 Packard y Tayabji desarrollaron una ecuación que actualmente es utilizada por la Asociación de Cemento Portland (PCA) la cual modela la fatiga de la viga calculando los esfuerzos de carga en el fondo de la viga con un criterio de falla definido como el colapso completo de la estructura. A continuación se presentan las ecuaciones:

$$\text{Para } \sigma/M_r \geq 0.55 \quad \text{Log } N = 11.737 - 12.077(\sigma/M_r) \quad (3.3)$$

$$\text{Para } 0.45 < \sigma/M_r < 0.55 \quad N = \left(\frac{4.2577}{\sigma/M_r - 0.4325} \right)^{3.268} \quad (3.4)$$

$$\text{Para } \sigma/M_r < 0.45 \quad N = \text{ilimitado.} \quad (3.5)$$

Posteriormente se realizaron pruebas en campo de las losas, de esta forma encontramos test como el de U.S. Corps of Engineers (COE) realizados desde 1943 hasta 1973, el cual tenía como únicos parámetros la carga aplicada y el esfuerzo producido, este test ha sido usado por diversos autores para establecer una ecuación capaz de predecir el comportamiento de la losa, de esta forma encontramos que:

3.2.4 Modelo de Darter-Barenberg (ERES/COE). En 1989 M. I. Darter y E. J. Barenberg propusieron el siguiente modelo:

$$\text{Log } N = 2.13(M_r/\sigma)^{1.2} \quad (3.6)$$

Para el modelo los esfuerzos de carga se calcularon en el borde de la losa considerando la transferencia de carga y las condiciones de apoyo al multiplicar por un factor de 0.75.

3.2.5 Modelo de Thomson y Barenberg. En 1992 en nombre de la Universidad de Illinois desarrollaron un modelo no lineal de fatiga

$$\text{Para } \sigma/Mr > 1.25 \quad \text{Log } N = -1.7136 * (\sigma/Mr) + 4.284 \quad (3.7)$$

$$\text{Para } \sigma/Mr < 1.25 \quad \text{Log } N = -2.8127 * (\sigma/Mr)^{-1.2214} \quad (3.8)$$

A continuación se presenta una grafica que muestra los diferentes modelos previamente mencionados:

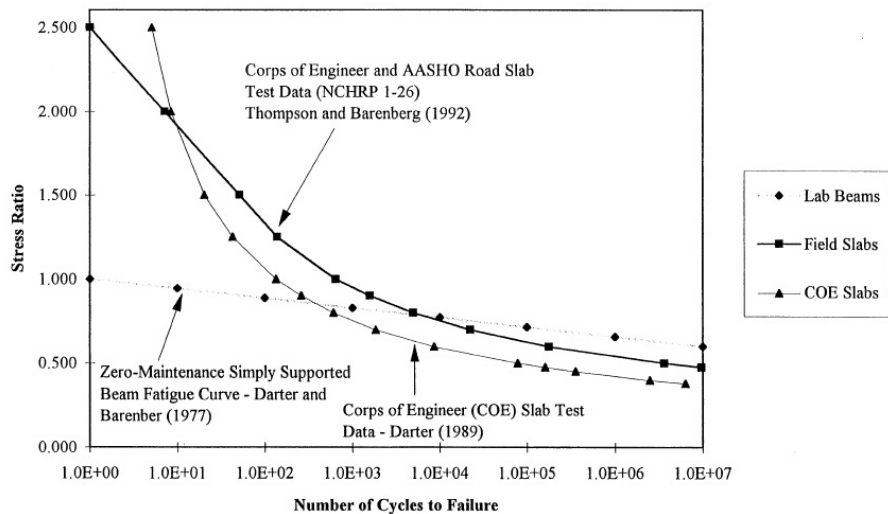


Figura 3.2: Diferentes Modelos para el comportamiento de la losa
Fuente: "Fatigue of concrete Beams and Slabs" de Roesler y Barenberg, fig 5.2

Como podemos observar en la figura 3.2 los modelos presentados a partir de las pruebas realizadas en losas muestran que con bajos ciclos de carga la losa resiste esfuerzos mucho mayores que los presentados cuando se utilizaron los datos para la viga y que a medida que aumenta el numero de ciclos el esfuerzo resistido es mucho menor considerando que ahora es la viga la que resiste una mayor cantidad de esfuerzo.

3.2.6 Modelo de Salsilli-Barenberg (Calibrated Mech Design) En 1993 Salsilli, R. A., E. J. Barenberg, and M. I. Darter desarrollaron un modelo basado en los datos recopilados por el U.S. Corps of Engineers (COE) en pruebas de campo sobre aeropuertos y los datos de caminos de la American Association of State Highway Officials (AASHO):

$$\log N = \left[\frac{-SR^{-5.367} \log(1 - P)}{0.0032} \right]^{0.2276} \quad (3.9)$$

El criterio de falla asumido en esta ecuación fue el 50% del agrietamiento de la losa cuyos esfuerzos de carga se calcularon en el borde de la losa.

Tal vez el modelo más utilizado para describir el fenómeno de la fatiga es el resultado de las pruebas realizadas por la AASHTO que se presenta a continuación:

$$S = \sigma_{max}/Mr = AN^{-B} \quad (3.10)$$

Donde las constantes A y B se obtienen experimentalmente, de esta forma encontramos que ha sido utilizado por muchos autores desde 1969 con Vesic y Saxena, Majidzadeh en 1983 y Treybig en 1977.

3.3 CUESTIONAMIENTO DE LOS MODELOS

Los modelos de fatiga resultan a menudo no ser “extrapolados con precisión a otras condiciones de carga sin una fase de calibración” como lo afirma J. R. Roesler en su artículo “Cumulative Fatigue Damage Analysis of Concrete Pavement” donde contrastó los resultados de modelos típicamente usados como lo son el modelo de Cero Mantenimiento, el de Darter-Barenberg (ERES/COE), el de Salsilli-Barenberg (Calibrated Mech Design), el de Foxworthy y el de la PCA

con resultados empíricos obtenidos a partir de una losa de prueba construida según las características expuestas anteriormente (Capítulo 1).

Esta losa fue sometida a distintos tipos de cargas cíclicas obtenidas mediante un simulador de vehículos pesados con ruedas duales de camión y ruedas de avión teniendo así un rango de carga de 40kN a 150kN con una frecuencia promedio de 750 repeticiones por hora.

Los datos fueron recogidos cada 2 horas e incluían distintos factores como la temperatura, los desplazamientos longitudinal y vertical para varias profundidades de la estructura y para varios puntos de la losa de manera que se pueda simular el efecto de una carga en movimiento.

La prueba consistió en medir el desplazamiento en varios lugares de la losa en intervalos de tiempo (teniendo en cuenta la temperatura), para calcular picos de esfuerzo a tensión, mínimos esfuerzos y esfuerzo en losas no cargadas, con el fin de establecer N según los modelos de fatiga presentados anteriormente. De esta forma en las tablas 3.1 y 3.2 se presentan los resultados al determinar el daño mediante la hipótesis de Miner con el número de repeticiones de carga determinado por cada modelo:

Tabla 3.1 Daño acumulado para losas sin pasadores

Tabla 4. Daño Acumulativo para ubicaciones críticas de esfuerzo calculado usando varios modelos de fatiga para la sección 535FD sin pasadores					
Fuerza	Modelo de Fatiga	Ubicación Junta Transversal		Ubicación de la junga carril-resalto	
		Daño por Pico de Esfuerzo de Tensión	Daño por Max. Cambio de Esfuerzo	Daño por Pico de Esfuerzo de Tensión	Daño por Max. Cambio de Esfuerzo
Fuerza Promedio	Cero-Mantenimiento	3.0×10^{-5}	1.1×10^{-6}	1.2×10^{-4}	n/a

	Calibrated Mech Desing	5.6×10^{-3}	7.9×10^{-5}	0.02	220
	ERES/COE	0.35	0.016	0.91	870
	Foxworthy	27	6.8	41	1100
	PCA	0.012	0	0.098	n/a
Percentil 95 de la Fuerza (Fuerza Promedio con desviación estandar de 1.65)	Cero-Mantenimiento	0.016	2.0×10^{-4}	0.092	n/a
	Calibrated Mech Desing	0.67	0.033	1.7	1200
	ERES/COE	12	1.3	23	3100
	Foxworthy	130	48	180	2200
	PCA	4.2	0.17	14	n/a

Tabla 3.2 Daño acumulado para losas con pasadores

Tabla 5. Daño Acumulativo para ubicaciones críticas de esfuerzo calculado usando varios modelos de fatiga para la sección 537FD con pasadores					
Fuerza	Modelo de Fatiga	Ubicación Junta Transversal		Ubicación de la junta carril-resalto	
		Daño por Pico de Esfuerzo de Tensión	Daño por Max. Cambio de Esfuerzo	Daño por Pico de Esfuerzo de Tensión	Daño por Max. Cambio de Esfuerzo
Fuerza Promedio	Cero-Mantenimiento	5.6×10^{-9}	3.1×10^{-10}	3.2×10^{-8}	96
	Calibrated Mech Desing	1.3×10^{-11}	1.4×10^{-20}	3.3×10^{-7}	12
	ERES/COE	2.1×10^{-7}	6.8×10^{-14}	1.8×10^{-4}	83
	Foxworthy	0.1	3.5×10^{-4}	0.51	230
	PCA	0	0	0	1270
Percentil 95 de la Fuerza	Cero-Mantenimiento	1.3×10^{-7}	2.7×10^{-9}	2.6×10^{-6}	n/a

(Fuerza Promedio con desviación estandar de 1.65)	Calibrated Mech Desing	5.8×10^{-7}	2.5×10^{-13}	4.1×10^{-4}	120
	ERES/COE	4.9×10^{-4}	1.2×10^{-8}	0.036	460
	Foxworthy	2.4	0.034	5.4	550
	PCA	0	0	0	n/a

En general cada método predijo un daño significativamente más bajo del observado, lo cual se puede atribuir a que cada uno de éstos fue diseñado y calibrado mediante diferentes base de datos con sus propios criterios, tamaño, geometría y condiciones ambientales de la losa las cuales no son consideradas en ninguno de los modelos existentes aunque son un factor significativo en la resistencia del concreto a la fatiga, además en cada modelo no se especifica la localización de la carga, siendo este un factor que influye en la magnitud del esfuerzo, de esta forma Roesler mostró que la losa al ser sometida a las cargas cíclicas producto del tráfico produce tanto esfuerzos a compresión como a tensión cuya magnitud depende de la configuración de la carga como se observa en la figura 3.3.

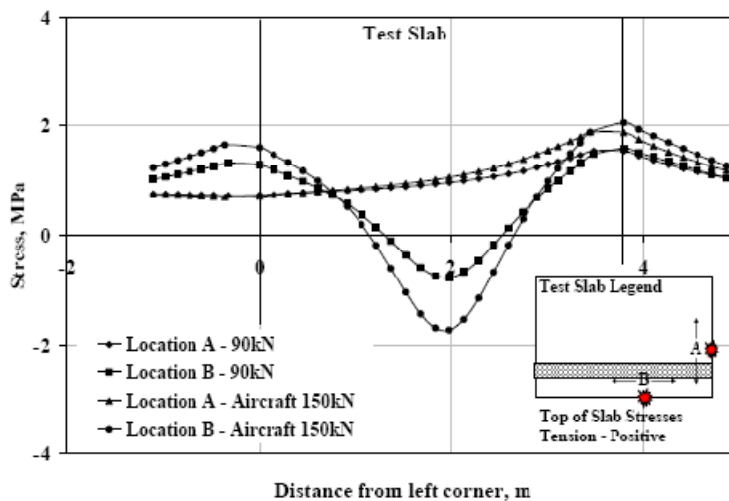


Figura 3.3: Variaciones de Esfuerzos producto de las cargas cíclicas

Posteriormente se utiliza los principios de mecánica de fractura ampliamente empleada en metales para explicar explica el mecanismo de crecimiento de las fisuras inducidas por la fatiga en el concreto.

3.4 ANALISIS MEDIANTE LA MECANICA DE FRACTURA

La mecánica de fractura es una ciencia que estudia la forma como se propaga las grietas en sólidos sometidos a una tensión externa, de tal forma que analiza la propagación de las fisuras, la distribución de tensiones y las deformaciones presentes en el sólido.

3.4.1 Mecánica de fractura lineal-elástica²⁶

3.4.1.1 Modos de tensión en las grietas. De esta forma Broek en 1986 establece los modos en los cuales la grieta puede presentar tensiones, el modo I (modo de apertura) que corresponde a tensiones normales al plano de fractura, el modo II (modo deslizante) se aplica un esfuerzo cortante en el plano de tal forma que se presentan deslizamientos longitudinales y finalmente un modo III (modo de rotura transversal) se aplica una tensión cortante en planos diferentes por lo que se observa movimiento de las superficies de fractura en sentido opuesto. [Capítulo 5 Mecánica Fractura]

3.4.1.2 Modelos del crecimiento de las grietas. Uno de los principios fundamentales de la mecánica de fractura fue el planteamiento dado por Griffith en 1921 el cual es el crecimiento o propagación de las grietas en función de la

²⁶ MECANICA DE FRACTURA Y SU APLICACIÓN AL ESTUDIO DE AGRIETAMIENTO DE ARCILLAS, http://www.tdcat.cesca.es/TESIS_UPC/AVAILABLE/TDX-0303105-162045//07Gaa07de11.pdf.

energía de tal forma que se compara la energía disponible para el avance de la grieta representada por medio de una tasa de liberación de energía (G) con la energía necesaria para generar un agrietamiento conocido como la tasa crítica de liberación de energía (G_{IC}), de esta forma se estableció que:

- Si $G < G_{IC}$: La grieta es estable es decir no se presenta crecimiento
- Si $G = G_{IC}$: La grieta posiblemente presente un crecimiento pero se puede decir que el crecimiento no es mucho por lo que es cuasi estático.
- Si $G > G_{IC}$: Se produce un crecimiento inestable de la fisura.

Griffith en sus estudios sobre materiales para determinar las constantes de energía G y G_{IC} demostró dos aspectos fundamentales de la mecánica de fractura:

- La fractura depende de un proceso energético en el que intervienen tanto la tensión aplicada como el tamaño mismo de la grieta.
- Existe una relación entre la tensión de fractura y el tamaño de la grieta, que fue comprobada en materiales frágiles.

Al aplicar la teoría de Griffith a materiales como el hormigón se encontró que era muy difícil calcular los parámetros G y G_{IC} debido a las características intrínsecas de las grietas como lo son la rugosidad y la propagación curvilínea de la grieta y además el sólido presenta micro-agrietamientos, desplazamientos relativos y plasticidad en una zona próxima a la punta, según investigaciones realizadas por Broek en 1986, García en 1997 y Bazant y Planas en 1998.

3.4.1.3 Zona Plástica y Factor de Intensidad de Tensiones. El avance de la mecánica en el concreto se presentó en 1957 cuando Irwin establece que el proceso de fractura no se concentra en un solo punto como se creía antes si no

que se presenta en una zona finita llamada “Zona Plástica” (ZPF) puesto que al considerarse que en el efecto de deformación se absorbe cierta cantidad de energía evitando así que la tensión obtenida al aplicar una carga externa tienda al infinito como lo plantea la teoría elástica por el problema de singularidad en la punta es decir la tensión se convierte en un valor finito perfectamente medible, de esta forma Irwin plantea el crecimiento de las grietas como una función de las tensiones, para lo cual introduce el factor de intensidad de Tensiones (K_I) que determina al igual que G el avance o no de la grieta, es decir cuando el valor de K_I alcanza el valor crítico (K_{IC}) se presenta un crecimiento en la grieta.

Factor de Intensidad de tensiones (K_I) aquel que se presenta cuando tenemos el modo I de tensiones, el cual depende de la geometría del material, con las relaciones establecida por Irwin, Bazant y plantas en 1998 presentaron la siguiente relación:

$$K_I = \frac{P}{B\sqrt{D}} k(\alpha) \quad (3.11)$$

Donde P es la carga aplicada; B representa el espesor de la muestra; D es una dimensión del sólido como la luz o el ancho en el caso de la losa; a es la longitud de la grieta, $\alpha = a/D$ y $k(\alpha)$ es una función de la geometría de la muestra.

K_{IC} corresponde al valor resultante de utilizar la carga a la cual el material presenta fisuración, el cual se obtiene mediante un ensayo experimental. Tomando el criterio de intensidad de tensiones, Paris en 1961- 1963 propone una relación entre el número de ciclos y el crecimiento de las grietas bajo condiciones subcríticas de carga, esta relación es comúnmente conocida como la “Ley de Paris”.

3.4.1.4 Ley de Paris²⁷. Expresa el crecimiento longitudinal de la grieta en función de la intensidad de la repetición de carga así:

$$\frac{da}{dN} = c * (DKtp)^n \quad (3.12)$$

Donde:

a: es la longitud de la grieta

c, n : constantes de París que se consideran dependientes del material en cuestión

Dktp: intervalo de oscilación del factor de intensidad de tensiones

Perdikaris & Calomino en 1987, Bazant y compañeros en 1991-93 y Baluch et al. 1992 realizaron estudios en el concreto y encontraron que el valor de n en la constante de París es mucho más alto que para materiales metálicos ya que mientras estos están en un rango de 2-4, para el concreto el valor de n está en un rango de 3-14.

La ley de París es la base para construir el modelo matemático de la fatiga puesto que al relacionar el crecimiento de la grieta con el número de ciclos se aprecia el desgaste que sufre el concreto como una acumulación de daño, sin embargo estudios de fatiga en estructuras de concreto (Kaplan 1961, Kesler 1971, Naus 1971) han concluido que la mecánica de fatiga lineal elástica (LEFM) no es aplicable en el concreto por sus características elasto-plásticas, en 1998 Roeler y Barenberg ratificaron lo dicho por estos autores al observar en las losas una deformación plástica casi inmediata las cuales hacían muy difícil la medición en los elastómetros, de esta forma cuando se presentaba apenas el 10% de vida de

²⁷ LI C., Victor y NOWAK S., Andrzej S. Fatigue Durability of Concrete Bridge Decks, Michigan: National Science Foundation, 2001. p.20; ROESLER, Jeffery y BARENGER, Ernest J. Fatigue of Concrete Beams and Slabs, Estado de Illinois: Universidad de Illinois, 1998. P522

fatiga los elastómetros no mostraban resultados, por lo tanto es necesario implementar una mecánica de fractura no lineal (NLFM) para el concreto. De esta forma han salido diversas propuestas utilizando una mecánica de fractura no lineal.

3.4.2 MECANICA DE FRACTURA NO LINEAL

3.4.2.1 Ley del Efecto del Tamaño (SEL)²⁸. Bazant en 1984 propuso una relación que considera la zona plástica en las fisuras del concreto, conocida como “Size Effect Law” (SEL):

$$\sigma_u = Bf_t/[1 + (b/b_0)]^{1/2} \quad (3.13)$$

De esta forma define el esfuerzo último como función del esfuerzo límite plástico (f_t), una dimensión característica (b) y constantes empíricas (B and b_0), en la figura 3.4 se puede observar esta ley:

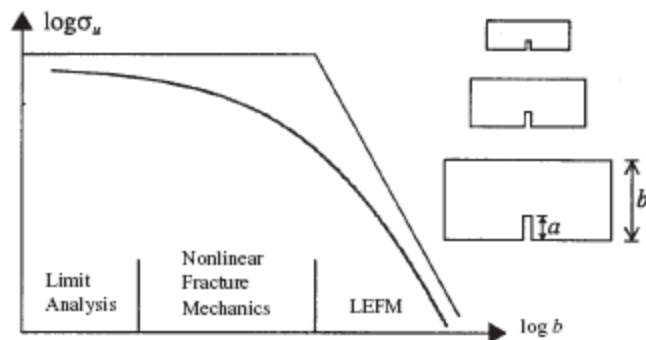


Figure 3. Bazant's size effect law (SEL).

Figura 3.4: Ley del Efecto del Tamaño (SEL)

Fuente: <http://www.iisc.ernet.in/~academy/sadhana/Pdf2002Aug/Pe1016.pdf>, 2008

3.4.2.2 Dos Parametros para el Modelo de Fractura (TPFM)²⁹. En 1985 Jenq y Shah proponen un modelo conocido como “Two Parameter Fracture Model”

²⁸ KEUN KIM, Jin y TAE YI, Seong. Application of size effect to compressive strength of concrete members. En: *Sadhana* Vol. 27, Part 4, (August, 2002), pp. 467–484. © Printed in India concrete members.

(TPFM) el cual propone que la fractura en el concreto se debe a dos parámetros: el primero es el expuesto por la LEFM, el factor de intensidad de tensión crítico K_{IC} y el desplazamiento de apertura crítico de la grieta conocido por sus siglas como (CTODc), a continuación se muestra en la figura 3.5 este desplazamiento (δ), cuando la apertura alcanza un punto tal en el que se va a presentar la falla se dice que es el δ_c .

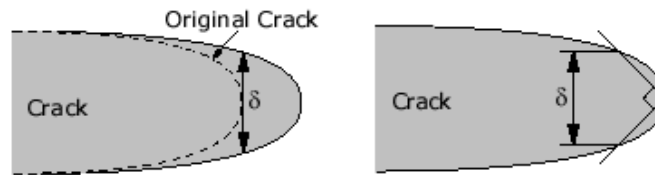


Figura 3.5: desplazamiento de apertura crítica de la grieta

Tomado de: http://www.efunda.com/formulae/solid_mechanics/fracture_mechanics/fm_epfm_CTOD.

A partir de estos criterios (SEL y TPFM) han surgido muchas propuestas como la de Bazant y Xu en 1991 en el cual proponen un modelo usando la ley de París junto con la SEL, Pero el criterio que llegó a consolidarse fue la TPFM ya que cuenta con el aval del RILEM, el método es aplicado a una viga en un solo borde conocido como SEN(B) por sus siglas en inglés (Single-Edge Notched Beam) que se presenta en la figura 3.6 como se observa se aplica una carga (P) a una viga de ancho b , separación entre ejes (S) y una agrietamiento inicial a_0 de tal forma que se generen tres puntos de deflexión de la viga hasta que se presente la falla de la viga.

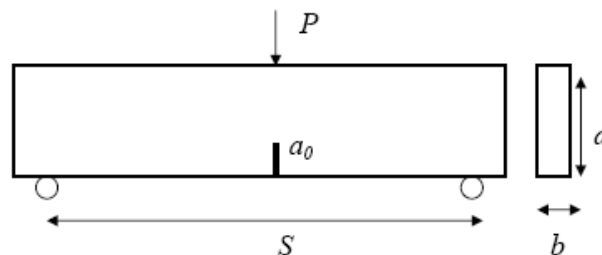


Figura 3.6: Prueba para determinar los TPFM (SEN(b))

Tomado de: BORDELON, "Fracture Behavior of Concrete Materials for Rigid Pavement System", fig. 1

²⁹ BORDELON, Amanda. Fracture Behavior of Concrete Materials for Rigid Pavement Systems. Urbana, Illinois. 2005. P165

Con los datos obtenidos del laboratorio se determina el parámetro K_{IC} mediante las siguientes expresiones:

$$K_{IC} = 3 \left(P_c + \frac{0.5W_0S}{L} \right) \frac{S\sqrt{\pi a_c} g_1(a_c/d)}{2d^2b} \quad (3.14)$$

$$g_1\left(\frac{a_c}{d}\right) = \frac{1.99 - (a_c/d)(1 - a_c/d)[2.15 - 3.93(a_c/d) + 2.70(a_c/d)^2]}{\sqrt{\pi}[1 + 2(a_c/d)][1 - (a_c/d)]^{3/2}} \quad (3.15)$$

La expresión para el factor de intensidad de tensión crítico resulta depender de la carga máxima aplicada antes de fallar (P_c), el peso de la viga testada (W_0), la longitud total de la probeta (L) y un factor de intensidad geométrico de esfuerzo de la viga el cual depende de las propiedades de la fisura (a_c) y la geometría de la viga (d)

Para determinar el desplazamiento de apertura crítico de la grieta conocido por sus siglas como ($CTOD_c$) se utiliza la siguiente expresión:

$$CTOD_c = 6 * (P_c + 0.5W_0S/L) * \frac{S a_c g_2(a_c/d)}{E d^2 b} \quad (3.16)$$

$$* \left[\left(1 - (a_c/a_0)\right)^2 + \left[1.081 - 1.149 \left(\frac{a_c}{d}\right)\right] * \left[(a_c/a_0) - (a_c/a_0)^2\right] \right]^{1/2}$$

Donde:

$$g_2(\alpha) = 0.76 - 2.28\alpha + 3.87\alpha^2 - 2.04\alpha^3 + \frac{0.66}{(1 - \alpha)^2} \quad (3.17)$$

La expresión define el desplazamiento CTOD_c como una función que depende de las dimensiones de la viga (S,L,b,d), características de la fisura como profundidad de la fisura (a), la tasa de corte(longitud de la grieta)/profundidad (α) para la fisuración inicial (subíndice o) y crítica (subíndice c).

Sin embargo las pruebas realizadas para caracterizar tanto el modo de fisuración del concreto como la mayoría de ecuaciones existentes del comportamiento fatiga se realizan en vigas, asumiendo que no existe efecto alguno al cambiar la distribución de esfuerzo de una a dos dimensiones (pasar de viga a una losa), este es el caso de normas como el EUROCODE que utilizan modelos de vigas para el análisis de la fatiga en puentes, por lo tanto Roesler y Barenberg en 1998 estudiaron el fenómeno en vigas y losas con diferentes condiciones de apoyo buscando establecer las diferencias que se presentan al observar el fenómeno.

3.5 COMPARACION ENTRE EL COMPORTAMIENTO DE LA VIGA Y LA LOSA

En el artículo **“FATIGUE OF CONCRETE BEAMS AND SLAB”** publicado en **1998** Roesler y Barenger realizaron un test de fatiga en diferentes estructuras de concreto, las estructuras tenían diferentes condiciones de apoyo de tal forma que va desde la viga simplemente apoyada pasando por la estructura intermedia que sería una viga de apoyo continuo para terminar analizando una losa de apoyo continuo.

Dimensiones de las estructuras:

- Viga simplemente apoyada de dimensiones (SSB): 6”*6”*21” a la cual se le aplicó la carga en tres puntos de esta.
- Viga uniformemente apoyada de dimensiones (FSB): 6*6*72 pulgadas.
- Losa de concreto completamente apoyada (FSS) de 4 pies * 4 pies * 6 “

Diseño de la mezcla: Para poder hacer una correcta comparación todas las estructuras conservan la misma mezcla, esta mezcla es similar a la diseñada en un test implementado anteriormente en el proyecto de investigación de Minnesota (MN/ROAD) en la siguientes tabla se muestran las características de la mezcla así como la gradación de los agregados:

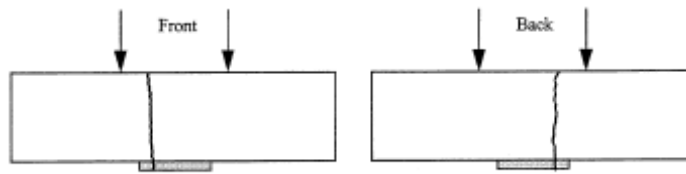
<u>Constituent</u>	<u>Univ. of Illinois Weights (lb./CY)</u>	<u>Mn/ROAD Weights (lb./CY)</u>
Sand	1374	1214
CA +3/4"	840	924
CA -3/4"	840	910
Water	257	275
Cement	519	512
Fly Ash	92	86
W/C	0.49	0.54
W/(C+P)	0.42	0.46
AEA (ml)	81.1	250
% Air	6.1	3.9
Slump (in)	3.0	3.4

Tabla 3.3 Características de la Mezcla

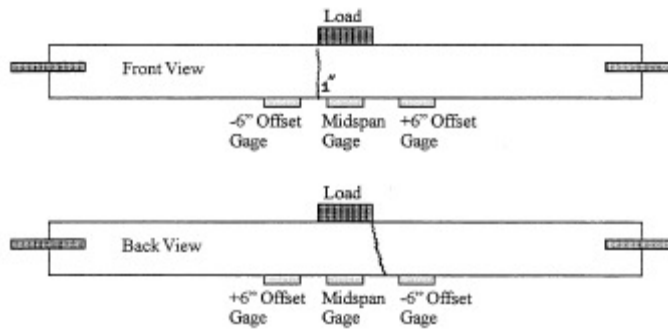
<u>Sieve No.</u>	<u>+3/4 in. % Passing</u>	<u>-3/4 in. % Passing</u>	<u>Univ. IL Blend % Passing</u>	<u>Mn/ROAD Blend % Passing</u>	<u>Sieve No.</u>	<u>Univ. of IL % Passing</u>	<u>Mn/ROAD % Passing</u>
2"	100	100	100	100	4	100	100
1 1/2"	100	100	100	100	8	90	95
1"	35	100	68	67	16	75	70
3/4"	5	92	48	50	30	57	34
1/2"	0	45	22	31	50	20	9
#4	---	0	--	1	100	2	2
					200	0.8	0.6

Tabla 3.4 Gradación agregado grueso y fino respectivamente

Pruebas de Laboratorio: Para analizar el comportamiento de las estructuras fue necesario realizar tanto pruebas con carga estática como dinámica, el test estático fue necesario para determinar el modulo de ruptura (Mr) de las estructuras, en el test estático se utilizo un equipo hidroneumático que aplica una carga según una frecuencia establecida de 0.1 Hz, a continuación se muestran las configuraciones de carga y las fisuras producidas en las diferentes estructuras:



Specimen F1215E



Specimen FB724A

Figura 3.7 y 3.8 Viga Simplemente y Completamente apoyada

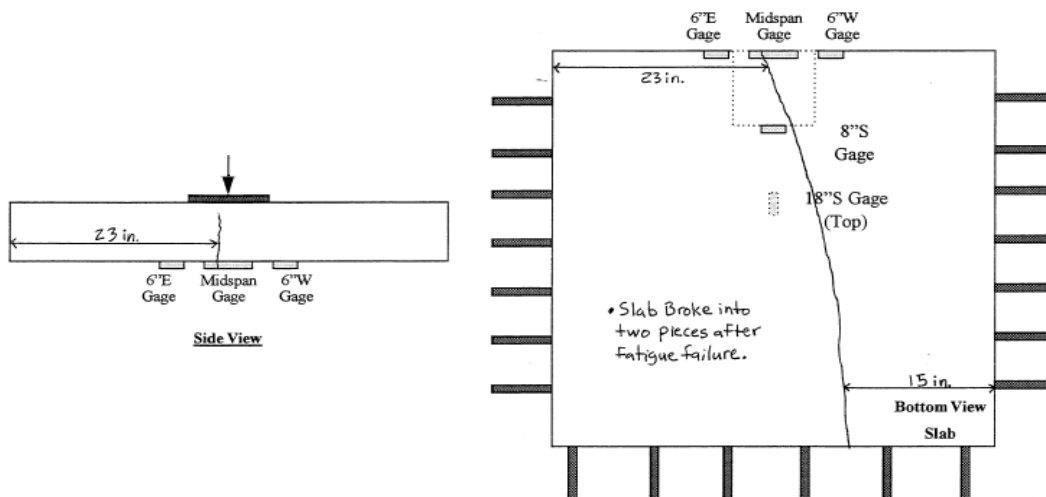


Figura 3.9 Losa completamente apoyada

Resultados Obtenidos: Después de tomar los datos de los diferentes modelos, se procedió a graficar los resultados mediante el uso de curvas S-N, en la figura 3.10

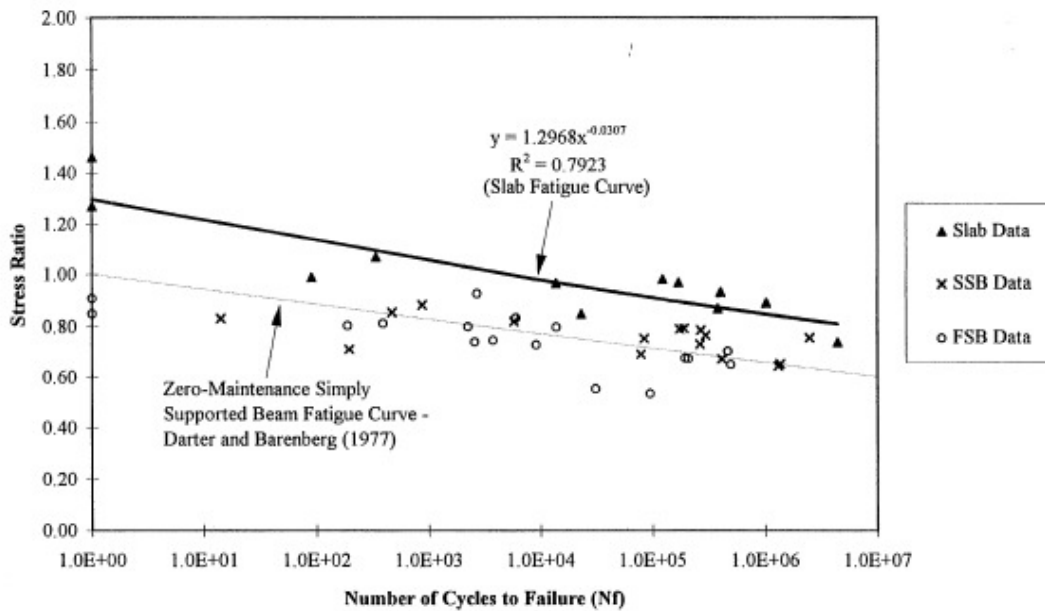


Figura 3.10 Curvas S-N para las estructuras de concreto usando el mismo Mr.

Al realizar las curvas los autores definieron la tasa de esfuerzo (Stress Ratio) como una relación entre el máximo esfuerzo medido (σ_{max}) y el modulo de ruptura (Mr.) calculado así:

$$\text{Stress Ratio} = \frac{\sigma_{max}}{M_r} \quad (3.18)$$

Para el cálculo del modulo de ruptura se realizó el procedimiento estándar en el que se evalúa la carga ultima de una viga simplemente apoyada. En la figura 3.11 podemos observar que las curvas presentan el mismo comportamiento (decrece la tasa de esfuerzo a medida que se incrementa el número de ciclos), por lo que se puede decir que: La curva de la losa = factor*curva de la viga

Analizando a que se debía este factor, se comparó el modulo de ruptura obtenido convencionalmente con una viga simplemente apoyada con el obtenido al testear

la losa y encontraron que existía una diferencia entre los módulos de ruptura de aproximadamente un 30%, por lo tanto rehicieron las curvas S-N pero ahora usando el Mr. obtenido al hacer la prueba estática en la losa, los resultados se muestran en la figura 3.9.

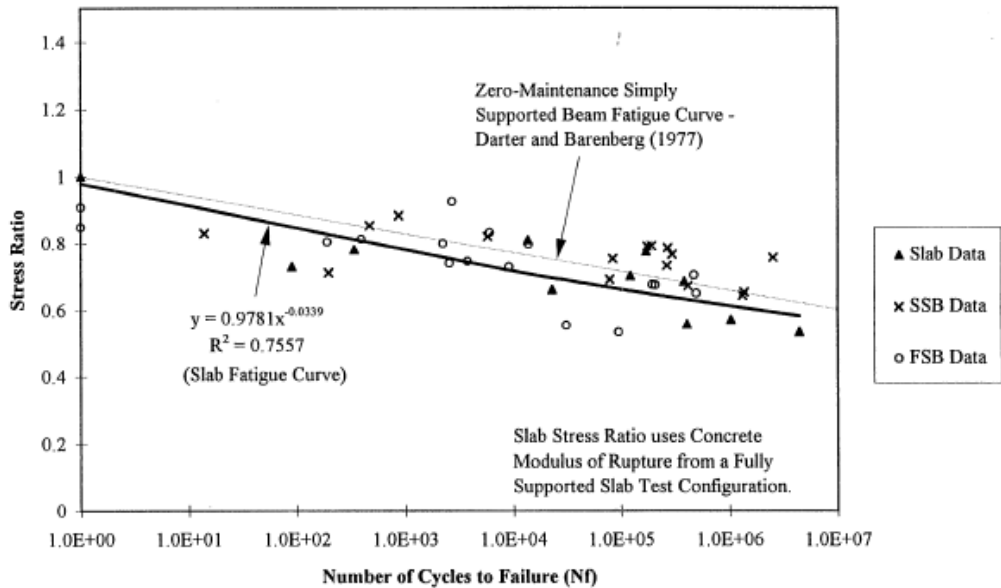


Figura 3.11: Curvas S-N usando Mr. propios de cada estructura

Por lo que podemos observar el comportamiento de fatiga de las estructuras de concreto es aproximadamente el mismo, por lo tanto no habría diferencia al usar una viga o una losa al hablarse del fenómeno de fatiga y por ende serian validos los modelos de la viga para la losa siempre que se determine el modulo de ruptura de cada estructura.

3.6 ANALISIS DEL EFECTO DE LAS FIBRAS EN LA FATIGA

El diseño de losas de concreto tanto para puentes como pavimentos rígidos en la mayoría de los casos requieren un acero refuerzo que proporcione la resistencia a la tensión que el concreto no es capaz de soportar, por lo tanto es importante analizar el efecto que causa el refuerzo al fenómeno de fatiga.

3.6.1 Fibras de Acero. En el artículo **Fatigue Durability of Concrete Bridge Decks**", de la National Science Foundation, 1998-2001 (Co-PI V. Li). Nowak afirma que la fatiga en efecto se ve afectada por el uso de fibras en la losa y que este efecto es positivo puesto que estas incrementan la fuerza de fatiga en la losa, Nowak sustenta esta afirmación con el trabajo realizado por Butler 1989 en el cual hizo pruebas usando un 3% de fibras de acero produciendo un incremento en la fuerza de fatiga de cuatro veces la de una normal.

Una vez conocido este efecto, se procede ahora a analizar lo que ocurriría con una losa postensada, para lo cual Diaz en el artículo "Comportamiento de un pavimento rígido con una losa en concreto postensado" en 2004 hizo pruebas a dos tipos de losas, una losa de concreto reforzado de dimensiones 41cm*41 cm*3 cm y una de concreto postensado de dimensiones 41 cm*41cm* 2 cm, puesto que los modelos se hicieron a una escala de 1:10, aplicando una carga de 130 kg (camión estándar de 13 ton a escala real) con una frecuencia de 10 Hz tomando lecturas de deflexión mediante aparatos de medida LVDTs cada 15 minutos durante 7 horas, a continuación se muestran los resultados obtenidos:

Deflexiones

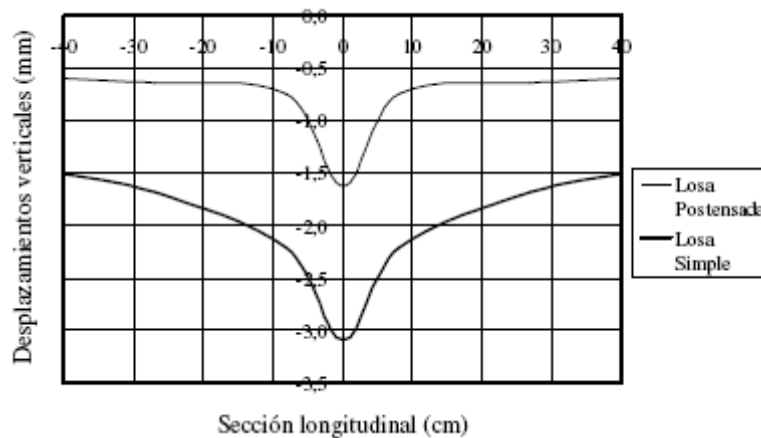


Figura 3.12 Deformaciones de las losas después de 7 horas de corrido el test.

Esfuerzos

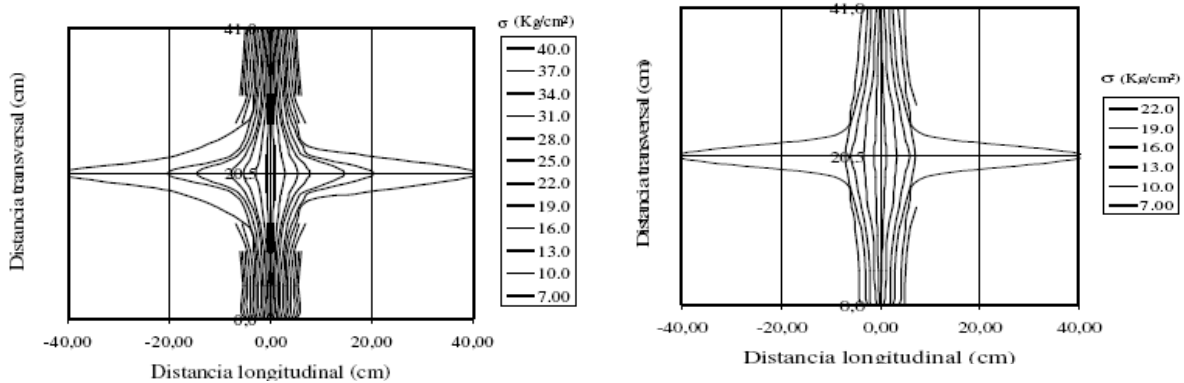


Figura 3.13 Esfuerzos de Tracción la losa simple y la postensada respectivamente

Como se observa en las figuras 3.10 y 3.11, la losa de concreto reforzado tiene una reacción mayor que la postensada, lo cual se refleja notoriamente tanto en las deformaciones como en los esfuerzos, en la deformación la deflexión es casi dos veces la deflexión de una postensada mientras que el esfuerzo es mucho más concentrado que la postensada, por ende en las losa postensadas se presenta un amortiguamiento que incrementa en gran medida la vida de fatiga de la losa.

Aunque el acero de refuerzo aumenta la vida de servicio de la losa, este es susceptible a la corrosión, cuando hay agrietamiento en la losa el agua entra en contacto con las barras produciendo debilitamiento en el acero producto de la corrosión afectando así la vida de servicio de la losa, este problema ha sido corroborado por el Departamento de Transportación de los Estados Unidos (FHWA), el cual reportó que el acero corroído es la causa de la deficiencia en la estructura de casi 12000 puentes en Estados Unidos. Por lo tanto se han estudiado el uso de diferentes fibras u otras medidas de tal forma que se evite la corrosión, a continuación se presentan algunos estudios en los cuales se analiza el efecto del uso de estas fibras en la fatiga del concreto.

3.6.2 Fibras de compuestos de matriz polímero (FRP). Para prevenir la corrosión se han diseñado barras de refuerzo con nuevos materiales, entre estos se encuentra el “Carbon Fiber Reinforced Polymer” (CFRP) el cual esta formado por fibra de carbono y polímero que por lo general es la resina epoxica y el “Glass Fiber Reinforced Polymer” (GFRP) compuesto por fibra de vidrio y un polímero como la resina epoxica, a continuación se presentan estudios realizados sobre estos compuestos para observar su comportamiento respecto a la carga cíclica en las losas de concreto:

El Boletín “**Steel-Free Hybrid Reinforced Concrete Bridge Decks Avoid Corrosion**” del Departamento de Transporte de Missouri comparó tres distintos tipos fibras como refuerzo en el concreto: barras de acero, barras de GFRP y un híbrido que comprende una combinación de GFRP y CFRP con una fracción 0.5% del volumen de fibras de polipropileno de 2” de longitud (figura 3.12):



Fig. 1-The hybrid GFRP/CFRP (alternate bars) reinforced full-scale bridge deck slab is ready for placement of the FRC (0.5% V_f , 2” long fibrillated polypropylene fibers) matrix.

Figura 3.14 Detalle de construcción de la losa híbrida.

Fuente: Steel-Free Hybrid Reinforced Concrete Bridge Decks Avoid Corrosion, figura 1.

Para el análisis se construyeron tres losas a escala real a las cuales se les aplicó una carga dinámica por medio de un aparato hidroneumático como se muestra en la figura 3.13:



Figura 3.15 Ensayo dinámico en la losas

Se graficaron los resultados en función de la rigidez de las barras a tensión vs numero de ciclos aplicados (ver figura 3.14).

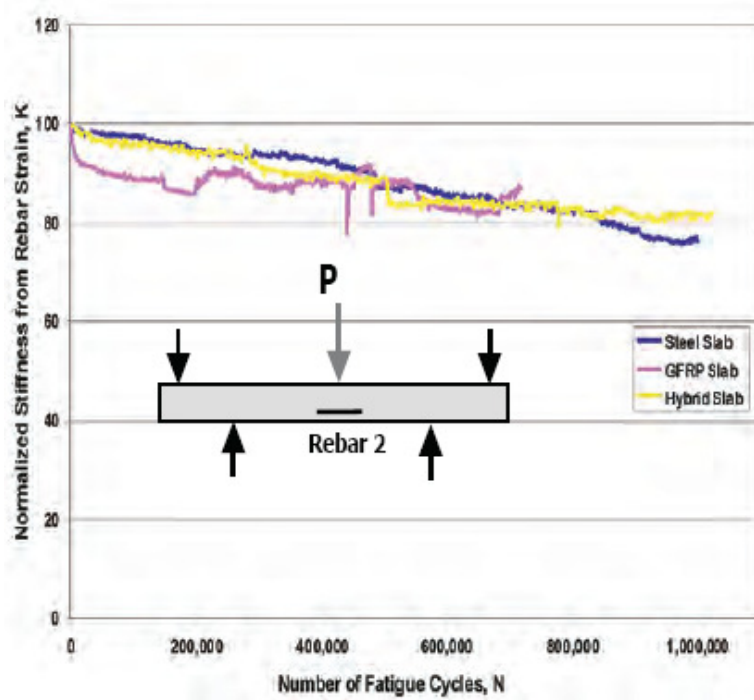


Figura 3.16 comportamiento de las barras ante los ciclos de fatiga

Como se puede observar en la figura 3.14 tanto la losa híbrida como la de GFRP presentan el mismo comportamiento que la losa reforzada con acero, por lo tanto se puede esperar que incrementen la vida de fatiga de la losa en la misma cantidad (aproximadamente cuatro veces la de una de concreto), con la ventaja de no verse afectada por la corrosión. Aunque las deflexiones post-agrietamiento son significativamente más grandes que la presentada en la losa convencional de concreto reforzada.

3.7 ANÁLISIS DE FATIGA EN LOSAS REPARADAS

Con el masivo deterioro de las estructuras en países del norte como Estados Unidos y Canadá que reportan el uso de cientos de millones de dólares en la reparación y reemplazo de puentes de concreto, en los que la delaminación de la losa es el principal problema, por tal motivo han surgido diversas técnicas de reparación de losas, a continuación se presentan estudios realizados en estas técnicas donde se analiza su comportamiento ante la carga cíclica:

En el artículo “Behavior of Overlaid Reinforced Concrete Slab Panels Under Cyclic Loading—Effect of Interface Location and Overlay Thickness” de M Lemieux, R Gagné, B Bissonnette, and M Lachemi se analiza el efecto que tiene implementar el reemplazamiento de la parte deteriorada de la losa ya sea mediante concreto con las mismas características que la original o uno especial reforzado con fibras como una técnica de reparación de losas, considerando también la zona de reparación (puede ser compresión o de tensión). De esta forma se ensayaron nueve losas con diferentes con varias configuraciones y diversos tipos de reparación buscando encontrar una técnica de reparación efectiva y económica.

Prueba de laboratorio: Se construyeron nueve losas en el laboratorio de dimensiones: 3.3*1*0.2 m, las cuales presentan las características del refuerzo como la figura 3.15, una de ellas fue usada como control, y a las restantes ocho

losas se les removió la parte superior o inferior de ellas mediante una hidrodemolición que no afecta la losa ya que simplemente quita el espesor dado sin generar microagrietamientos o daño del refuerzo por corrosión o impacto, con el fin de suponer el reemplazo de las zonas deterioradas.

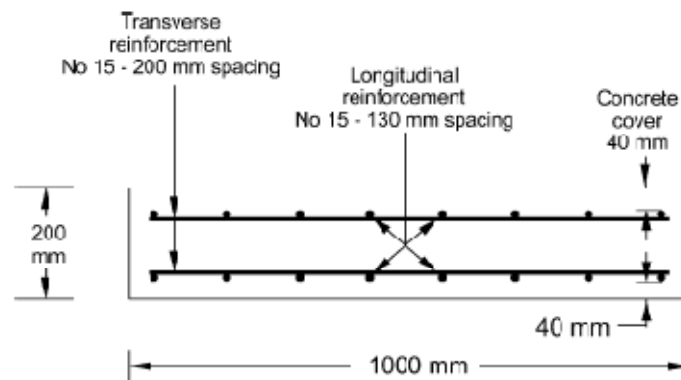


Figura 3.17 Características del refuerzo de las losas

La hidrodemolición se realizó a diferente profundidad con el fin de simular una deterioración superficial (se quitaron 2 cm de espesor) y una profunda (se removió 9.5 cm de concreto), en la figura 3.16 y en la tabla 3.5 se presentan las características del recubrimiento y la localización de este.

Slab panel	Concrete overlay type	Type of configuration	Overlay location	Thickness of overlaid slab panel, mm
TIA-C-NC*	35 MPa	IA	Compression zone	210
TIA-C-NCL*	35 MPa + latex	IA	Compression zone	230
TIIA-NCL*	35 MPa + latex	IIA	Compression zone	200
TIA-T-NCF*	35 MPa + fibers	IA	Tension zone	220
TIIA-T-NCF*	35 MPa + fibers	IIA	Tension zone	200
TIIB-C-HSC†	50 MPa	IIB	Compression zone	265
TIE-T-HSCF†	50 MPa + fibers	IB	Tension zone	265
TIIB-T-HSCF†	50 MPa + fibers	IIB	Tension zone	265

*NC = normal concrete; L = latex, and F = fibers.

†HSC = high-strength concrete; and F = fibers.

Tabla 3.5 Características del recubrimiento de las losas

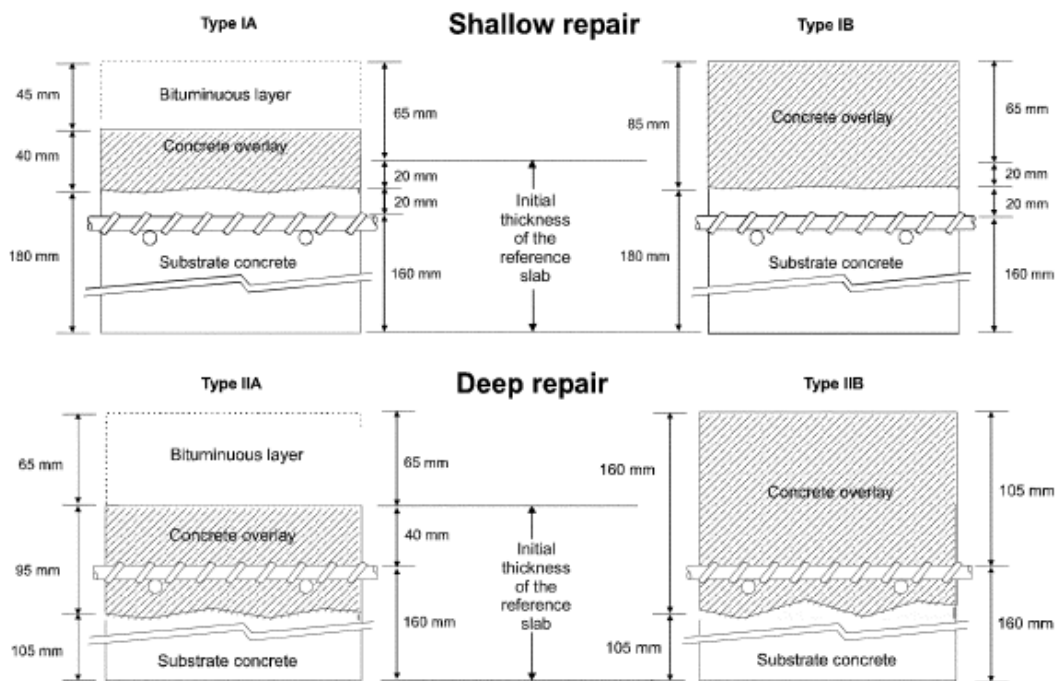


Figura 3.18 Características del recubrimiento

Después de tener las losas listas, se les aplicó una carga estática y una cíclica de 500000 ciclos con una carga máxima de 80 kN (aproximadamente el 50% de la carga ultima de la losa intacta) y una carga mínima de 5 kN para construir curvas de carga vs deflexión, también se tomaron datos de la rigidez aparente a los 50000, 200000 y 500000 ciclos.

En la tabla 3.6 aparecen la rigidez a los 50000 y al final (500000 ciclos) de la prueba, la carga ultima estimada teóricamente para la losa y si se presentó o no delaminación entre las capas, al analizar estos resultados se encontró que el incremento el espesor total de la losa produce un efecto positivo en la resistencia de la losa cuando la zona de reparación es de compresión ya que si se comparan las losas TIA-C-NCL y TIIA-C-NCL que presentan las mismas características con la losa de control se encontró que TIIA-C-NCL y la de control presentan aproximadamente la misma carga ultima mientras que el TIA-C-NCL presenta una carga ultima considerablemente mayor ($P_{ult} = 194$ kN).

Slab panel	Overlay location	P_{ult} , kN	R_{50k} , kN/mm	R_{Rup} , kN/mm	Interlayer delamination
Control	N/A	132	12	11	N/A
TIA-C-NC	Compression zone	158	12	12	None
TIA-C-NCL	Compression zone	194	15	15	None
TIIA-C-NCL	Compression zone	139	10	—	None
TIIB-C-HSC	Compression zone	261	31	31	None
TIA-T-NCF	Tension zone	132	12	11	Severe
TIIA-T-NCF	Tension zone	132	11	11	None
TIB-T-HSCF	Tension zone	132	18	15	Moderate
TIIB-T-HSCF	Tension zone	132	23	21	Slight

Tabla 3.6 Resultados de las pruebas

Mientras que en la rigidez aparente no se observaron cambios al ir aumentando los ciclos de carga excepto para la losa TIIA-C-NCL, la cual falló a los 416000 ciclos debido a la pérdida de rigidez por la fatiga en cinco de las ocho barras de refuerzo y el daño en la interfaz.

Al analizar las losas cuya reparación fue en la zona de tensión se encontró que los esfuerzos normales generados en la interfaz producen delaminación dependiendo de las características del recubrimiento, lo cual se observa en la tabla # al ver que estos varían desde ninguna hasta severa delaminación, además observaron que la presencia o no del refuerzo en el recubrimiento afecta el desarrollo del daño en la interfaz de esta forma al comparar las grietas de los paneles TIA-T-NCF y TIIA-T-NCF muestran que las grietas de la TIIA-T-NCF (las barras están en el recubrimiento) son más finas, cercanas y frecuentes que las de la TIA-T-NCF por lo que se puede inferir que las barras de refuerzo en la capa de recubrimiento ayudan a soportar los esfuerzos ayudando a vincular el recubrimiento al sustrato.

En el estudio “Fatigue Life of Damaged Bridge Deck Panels Strengthened With Carbon Fiber Sheets” de Hongseob Oh, Jongsung Sim, and Christian Meyer en 2005 se analiza el efecto en la vida de servicio de una losa reparada mediante el

uso de hojas de fibra de carbono a través de un test de laboratorio en el cual la losa de concreto fue previamente se deteriorada mediante un test de fatiga para luego adherir las hojas de fibra de carbono y de nuevo correr el test de fatiga y un modelo teórico propuesto por los autores que permite predecir la vida remanente de la losa reparada.

Prueba de Laboratorio

Para la prueba de laboratorio se construyeron cuatro probetas que consistían en una losa soportada sobre dos vigas como se muestra en la figura 3.19 para simular un la condición de la losa en un puente, en la figura 3.19 se presenta en detalle las dimensiones y la distribución del acero que fueron escogidas para simular la situación de la mayoría de puentes en Corea.

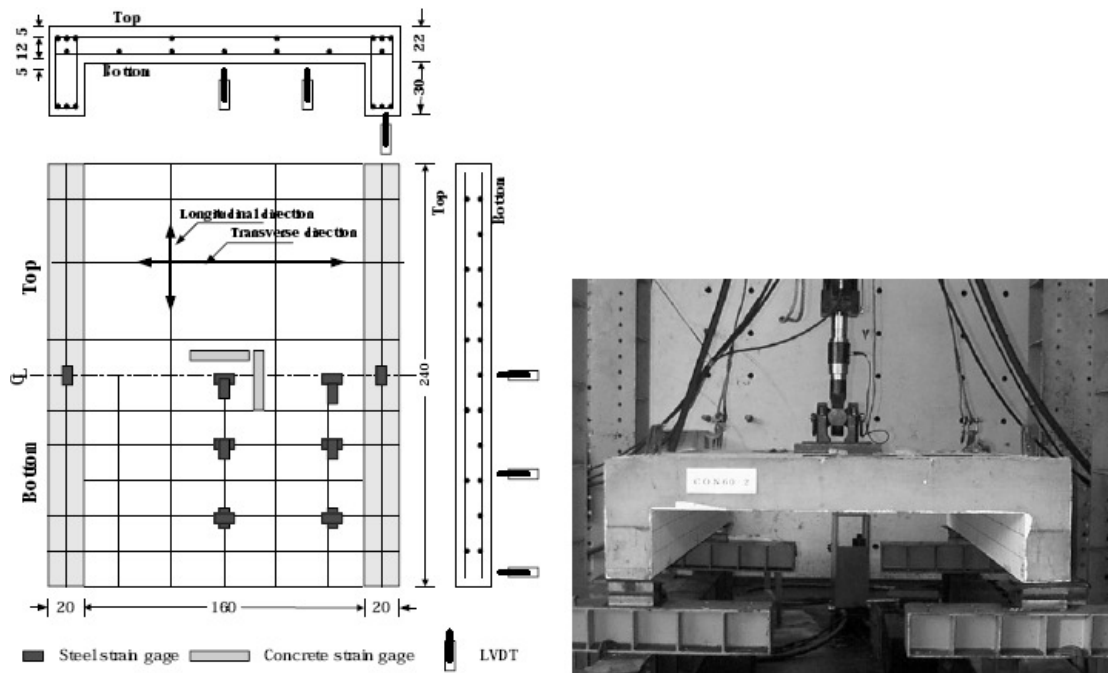


Figura 3.19 características de la prueba de laboratorio

Fuente: "Fatigue Life of Damaged Bridge Deck Panels Strengthened With Carbon Fiber Sheets" de Oh, Sim, and Meyer publicado en 2005, figura 2.

A los cuales se les aplicó una carga de hasta 500 kN con una frecuencia de 2 Hz, la carga aplicada fue un 40 o 60% del modulo de rotura determinado mediante pruebas estáticas (ver tabla 3.7) a un numero dado de repeticiones como se especifica en la tabla 3.8.

Specimen	Strengthening ratio ($\frac{A_{fe}}{h \cdot b}, \times 10^{-4}$)		Strengthening scheme	Failure mode	Yield load (kN) (rebar yield point)		Failure load (kN) (CFS rupture or kinking)	
	T	L			Test	Theory	Test	Theory
CON	-	-		Flexural-shear	405 (Type 4)	605 (Type 4)	573 (Type 4)	-
T1L2	1.875	2.344	Two-directional strip	Flexural-Shear	450 (Type 4)	638 (Type 2)	626 (Type 2)	573 (Type 4)
T2L2	0.9375	2.344	Two-directional strip	Flexural-Shear	520 (Type 4)	454 (Type 2)	638 (Type 2)	626 (Type 2)

Tabla 3.7 Resultados pruebas estáticas

Fuente: "Fatigue Life of Damaged Bridge Deck Panels Strengthened With Carbon Fiber Sheets" de Oh, Sim, and Meyer publicado en 2005, table 2.

Después de deterioradas las probetas se procedió a la reparación de las mismas mediante el relleno de las fisuras con una resina de epoxi, para después ser fortalecidas con las hojas de fibra de carbono así: Para el espécimen T1L2 se ubicaron cinco tiras de 15 cm de espesor tanto longitudinalmente como transversalmente, para el T2L2 se ubicaron cinco tiras de 15 cm de espesor tanto longitudinalmente y tres tiras de 12.5 cm transversalmente y de nuevo se aplicó una carga correspondiente a la vida remanente es decir si la carga aplicada fue de 40% entonces se aplica un 70% u 80% del modulo de rotura hasta que fallen como se observa en la tabla 3.8.

Table 3 Fatigue test variables

Specimen	Stress level for pre-damage*	No. of cycles for pre-damage	Strengthening scheme	Post-strengthening stress level**	No. of cycles to failure, N_f
40-T1L2-70	40% of yield strength	200,000	T1L2	70% of yield strength	55,868
40-T2L2-80	40% of yield strength	200,000	T2L2	80% of yield strength	79,776
60-T1L2-40	60% of yield strength	100,000	T1L2	40% of yield strength	262,911
60-T2L2-50	60% of yield strength	10,000	T2L2	50% of yield strength	_***

* : obtained from static test of control specimen

** : obtained from static test of T1L2 or T2L2 specimen

***: after completion of 750,000 cycles, static test to failure

Tabla 3.8 Características de la prueba de fatiga

Fuente: "Fatigue Life of Damaged Bridge Deck Panels Strengthened With Carbon Fiber Sheets" de Oh, Sim, and Meyer publicado en 2005, table 2.

Modelo Teórico

Este modelo se construye a partir de la información recopilada de los ensayos realizados en el laboratorio. El daño en la fatiga se define mediante la relación:

$$D = \frac{\delta}{\delta_{max}} \quad (3.19)$$

Donde: δ = desplazamiento acumulativo producto de una carga cíclica

δ_{max} = Máximo desplazamiento antes de producirse la falla.

El δ_{max} para cargas cíclicas se puede asumir como el δ_{max} observado en una prueba estática puesto que en las pruebas estos valores fueron muy cercanos, además debe considerarse un incremento del 10% debido a la dificultad de su determinación y a la reducción de la capacidad de la cubierta para redistribuir las cargas mas lejanas debido al daño causado por la carga cíclica.

En losas reparadas el δ_{max} se mide cuando se presenta falla en las laminas de fibra de carbono (CFS) o en el concreto debido a la compresión.

Con los resultados experimentales se construyeron curvas de carga vs desplazamiento para definir el daño en la estructura, en las que se observaron tres fases

Fase I: La cual representa el daño de alrededor de 10 ciclos de carga pero en el primer ciclo de carga se observa la mayor cantidad de daño, por lo tanto este daño se puede aproximar al producido por ese ciclo en una prueba estática así:

$$D_I = \frac{\delta}{\delta_{max}} \quad \text{con } n = 1 \quad (3.20)$$

Fase II: En esta fase se observa un pequeño incremento en el daño el cual es representado mediante la relación:

$$D_{II} = \frac{\ln n_{II}}{\ln N_f} \quad \text{con } 1 < n \leq n_e \quad (3.21)$$

Donde: N_f = numero de ciclos hasta la falla.

n_{II} = numero de ciclos aplicados en esta fase.

β = pendiente de la curva de daño

n_e = numero de ciclos que se han aplicado hasta la fase II (Se asume que se alcanza cuando se presenta el 90% de la máxima deflexión observada en una prueba estática).

β fue obtenido a partir de las pruebas realizadas, para diferentes niveles de esfuerzo y se representa mediante la relación:

$$\beta = -1.644 \ln\left(\frac{P}{P_s}\right) - 0.2955 \quad (3.22)$$

Donde P es la carga cíclica aplicada y P_s es la carga de falla estática.

Fase III: las fisuras crecen aceleradamente, llegando a fallar en un rango de 1000 – 5000 ciclos, este deterioro se puede calcular mediante:

$$D_{III} = \gamma \frac{\ln(n_{III} - n_e)}{\ln N_f} \quad n_e < n_{III} \leq N_f \quad (3.23)$$

Donde: $\gamma = 0.445 \left(\frac{P}{P_s}\right) + 0.6215 \quad (3.24)$

El modelo determina la vida de la losa por fatiga mediante la regla modificada de Miner planteada por Grzybowski y Meyer en 1993:

$$\left(\frac{n_1}{N_{f1}}\right)^{\frac{1-D_2}{1-D_1}} + \left(\frac{n_2}{N_{f2}}\right) = 1 \quad (3.24)$$

Donde

n_1 y n_2 son el número de ciclos para dos diferentes niveles de carga

N_{f1} y N_{f2} corresponden al número de ciclos de carga para que se presenta la falla.

D_1 y D_2 son los niveles de daño causados por las cargas cíclicas n_1 y n_2 .

Para la losa reparada la vida de fatiga (N_i^*) se expresa como la suma de la vida de fatiga de la losa sin refuerzo (N_i) y la vida extendida por las hojas de fibra de carbono (N_{sheets}) de esta forma:

$$N_i' = N_i + N_{sheets} \quad (3.25)$$

A demás al considerar la hipótesis de Miner se asume que el daño total que puede acumular es igual a 1, por lo tanto la vida de fatiga de la losa reparada se puede también describir mediante:

$$N_i' = \frac{1 - n_1}{N_{f1}} \quad (3.26)$$

Por lo tanto se puede obtener la vida extendida por las hojas de fibra de carbono mediante estas expresiones.

Los resultados tanto teóricos como experimentales se presentan en las tablas 3.9 y 3.10 a continuación:

Tabla 3.9 y 3.10 Resultados de las pruebas

Table 5 Residual life predictions for panels prior to strengthening

Specimen	Cycles for Pre-damage	D_{II}	$D_{Total} = D_I + D_{II}$	Expected Life (N_1)	Residual Life (n_2)
		Eq. 3	Eq. 2 and 3	Eq. 7	Eq. 7
40-T1L2-70	200,000	0.112	0.3	over 10^8	over 10^8
40-T2L2-80	200,000	0.11	0.256	over 10^8	over 10^8
60-T1L2-40	100,000	0.582	0.887	130,862	30,862
60-T2L2-50	10,000	0.481	0.786	130,862	120,862

Table 6 Fatigue life predictions for pre-damaged and strengthened panels

Specimen	S-N relationship	Predicted fatigue life	Experimental number of cycles to failure
40 T1L2 70	$S = 1 - 0.0274 \ln(n)$	58,000	55,868
40-T2L2-80	$S = 1 - 0.0177 \ln(n)$	85,000	79,776
60-T1L2-40	$S = 1 - 0.0477 \ln(n)$	280,000	262,911
60-T2L2-50	$S = 1 - 0.0264 \ln(n)$	1.64×10^8	Static failure after 750,000

Como se observa la losa reparada incremento sustancialmente tanto su vida de fatiga y la rigidez estructural, demostrando ser mas eficiente para la configuración de reparación T2L2 en la que se ubicaron cinco tiras de 15 cm de espesor tanto longitudinalmente y tres tiras de 12.5 cm transversalmente, debido a que el refuerzo longitudinal es una 50% mas largo que el transversal y además el modelo teórico mostro ser funcional para estimar la vida tanto de la losa simple como la de la reparada.

TABLA RESUMEN CAPITULO III

MODELOS DESARROLLADOS	
Ecuación de Cero Mantenimiento	$\text{Log } N = 17.61 - (\sigma/M_r)$
Modelo de Foxworthy	$\text{Log } N = 1.323 \left(\frac{1}{SR} \right) + 0.58\epsilon$
Modelo de la PCA	<p>For $\sigma/M_r \geq 0.55$ $\text{Log } N = 11.737 - 12.077(\sigma/M_r)$</p> <p>For $0.45 < \sigma/M_r < 0.55$ $N = \left(\frac{4.2577}{\sigma/M_r - 0.4325} \right)^{3.268}$</p> <p>For $\sigma/M_r < 0.45$ $N = \text{unlimited}$</p>
Modelo de Darter-Barenberg	$\text{Log } N = 2.13(M_r/\sigma)^{1.2}$
Modelo de Thomson y Barengerf	<p>$\text{Log } N = -1.7136*(\sigma/M_r) + 4.284$ for $\sigma/M_r > 1.25$</p> <p>$\text{Log } N = 2.8127*(\sigma/M_r)^{-1.2214}$ for $\sigma/M_r < 1.25$</p>
Modelo de Salsilli-Barenberg	$\text{log } N = \left[\frac{-SR^{-5.367} \log(1 - P)}{0.0032} \right]^{0.2276}$

CUESTIONAMIENTO DE LOS MODELOS

En esta sección se presenta un estudio realizado por Roesler en el que analiza la viabilidad de los modelos al compararlos con una prueba experimental realizada en campo, lo cual muestra que los modelos deben pasar por una fase de calibración para ser válidos puesto que cada uno tiene su propio criterio de falla y forma donde se determinan los esfuerzos, de esta forma es difícil utilizarlos para diseño.

Mecánica de Fractura en el Concreto	
se cuenta como se introdujo la mecánica de fractura para el concreto y las diversas teorías que han surgido (enfoques lineales y no lineales)	
Mecánica de Fractura Lineal Elastica	Mecánica de Fractura No Lineal
se presentan los principios en los que se basa la	
Irwin, bazant y plantas en 1998 proponen $K_I = \frac{P}{B\sqrt{D}} \hat{k}(\alpha)$	Ley del Efecto de tamaño "SEL" $\sigma_u = Bf_t / [1 + (b/b_0)]^{1/2}$
Ley de Paris $\frac{da}{dN} = c * (DKtp)^n$	Dos Parametros para el Modelo de Fatiga "TPMF" $K_{IC} = 3(Pc + 0.5W_0S/L) \frac{S\sqrt{\pi}g_1(a_c/d)}{2d^2b}$ $CTOD_c = 6(Pc + 0.5W_0S/L) * \frac{Sa_c g_2(a_c/d)}{Ed^2b} **$ $\left[(1 - (a_c/a_0))^2 + [1.081 - 1.149(\frac{a_c}{d})] * [(a_c/a_0) - (a_c/a_0)^2] \right]^{1/2} :$

Comparacion Entre la Viga y la Losa de Concreto	
se presenta un estudio en el que se determina la diferencia del comportamiento de fatiga estas dos estructuras	
VIGA	LOSA
Las vigas presentan un comportamiento por cargas ciclicas similar al modelo presentado por Darter y Barenger en el 1977: $\text{Log } N = 17.61 - 17.61(\sigma/Mr)$	las pruebas permitieron determinar la siguiente ecuación: $N_f = \left[\frac{1.2968}{(\sigma/MOR_{beam})} \right]^{32.57}$
al comparar las curvas obtenida se encontro que los esfuerzos en la losa son aproximadamente un 30% mayor, que se debe a que el test tradicional para el modulo de rotura subestima la capacidad de la losa de absorber y redistribuir las cargas, mostrando que el modulo de rotura evaluado en la losa fue diferente al de la viga.	

Analisis del Efecto de Fibras en la fatiga	
se presentan estudios donde analizan el efecto en la vida de fatiga de la losa reforzada con diferentes fibras desde el tradicional acero hasta el uso de fibras no corrosivas como la GFRP y CFRP.	
Fibras de Acero	Fibras no Corrosivas
se determina que el acero afecta positivamente la vida de fatiga en la losa, pruebas en vigas revelan un incremento en la vida de fatiga de tres veces, ademas se analiza el comportamiento ante un preesfuerzo y las principales diferencias mostrando curvas de deflexion y esfuerzos producto de tests experimentales	se presenta un estudio en el que se compararon tres losas con diferente refuerzo, una losa con refuerzo de acero, otra con refuerzo de fibra de vidrio y una losa hibrida reforzada con una combinaci3n de fibra GFRP y CFRP , ademas contiene fibras de polipropileno, encontrando que el comportamiento por fatiga es similar

CONCLUSIONES

- El camino a la construcción o consolidación de un modelo del comportamiento de fatiga todavía no está muy clara puesto que cada modelo propuesto tiene sus propias condiciones y formas de establecer la falla de la estructura (unas afirman que el 50% de agrietamiento de la losa mientras que otras consideran la falla como el colapso total de la estructura), de esta manera observamos que la mayoría de los códigos de diseño determinan la fatiga mediante una relación diferente, además la gran variedad de factores que afectan la fatiga como lo son las condiciones ambientales, ubicación de las cargas, la razón de esfuerzos, características de la losa, el efecto del refuerzo, las condiciones de apoyo en la subbase (tabla resumen del capítulo I) ha sido otra razón por la que la consolidación de un modelo no se ha producido puesto que éste no solo debe considerar los factores esenciales en el comportamiento sino que también debe ser un modelo fácil de aplicar y de extrapolar a cualquier condición.
- El fenómeno de fatiga puede ser descrito de dos formas ya sea mediante descripción del proceso de deterioro en la losa como lo hizo Matsui al presentar los cinco estados de la losa hasta la falla o analizar el cambio en la velocidad de crecimiento de las fisuras como lo presenta Foglar y Štemberk en 2006.
- La forma de presentar los datos experimentales en la gran mayoría de estudios realizados para la fatiga es mediante la curva de Wohler (S-N) de esta forma se puede decir que esta se ha consolidado sobre el diagrama de Goodman puesto que es una forma fácil de ilustrar el fenómeno al considerar solo dos variables (esfuerzo aplicado vs número de ciclos), mientras que el diagrama de

Goodman considera tres variables (esfuerzos máximo, esfuerzo mínimo, el número de ciclos).

- No es recomendable emplear los modelos basados en pruebas para vigas de concreto puesto que la losa parece tener una capacidad de redistribución de cargas que produce un módulo de rotura superior al de la viga simplemente apoyada, lo cual fue corroborado por Roesler en 1998 al encontrar que el módulo de rotura en la losa de prueba fue un 30% mayor que el de una viga simplemente apoyada, lo cual influye en el comportamiento de fatiga de la losa mostrando un aumento en el rango de esfuerzos (σ_{\max}/M_r) que soporta para un determinado número de ciclos de carga (N) (ver figura 3.10).
- La hipótesis de Miner ha sido desechada por múltiples autores (ver sección 1.4.1.1 pag. 13) por lo tanto debe utilizarse la mecánica de Fractura no lineal para modelar el fenómeno puesto que este tiene en cuenta el comportamiento elasto-plástico del concreto que fue demostrado por Roesler y Barenberg al encontrar que tanto las vigas con diferentes condiciones de apoyo y las losas presentaban deformaciones plásticas ante la aplicación de la carga cíclica.
- Los modelos basados en curvas S-N no tienen en cuenta los diferentes factores que influyen en la losa, por lo tanto el comportamiento predicho por estos no se pueden aplicar a cualquier losa puesto que éstos solo serían válidos para las condiciones establecidas (temperatura, humedad, etc.) en las pruebas realizadas.

RECOMENDACIONES

- A falta de un modelo que tenga en cuenta factores ambientales (temperatura, humedad) deben realizarse pruebas experimentales en el país que nos permitan conocer que tanto influyen estas condiciones en el fenómeno de fatiga, puesto que los modelos planteados se basan en pruebas realizadas en países con condiciones ambientales muy diferentes a las de Colombia.
- Cualquier investigación que se realice debe preferiblemente hacerse en campo puesto que reproducir las condiciones ambientales en el laboratorio es muy complicado y estos factores han probado influir en gran medida en el comportamiento de la losa por fatiga (tabla resumen 1)
- Debe aplicarse el criterio TPFM para modelar el comportamiento de la losa puesto que este tiene en cuenta tanto el factor de intensidad de tensión crítico K_{IC} como el desplazamiento de apertura crítico de la grieta considerando factores como las dimensiones de la viga, características de la fisura como profundidad de la fisura (a), la tasa de corte(longitud de la grieta)/profundidad (α) para la fisuración inicial y crítica, de esta forma este modelo parece ser el que predice con mayor exactitud el fenómeno de fatiga
- Debe estudiarse el Modulo de rotura de las estructuras ya que parece depender de las dimensiones geométricas y de las condiciones de apoyo esto fue observado por Roesler y Barenberg en el artículo “fatigue of concrete Beam and Slab”, donde se determinaron diferentes modulos de rotura para las estructuras analizadas.

BIBLIOGRAFIA

- [1] AMERICAN ASSOCIATION OF STATE HIGHWAY TRANSPORTATION OFFICIALS (AASHTO), LRFD Bridge Design Specifications, 3ª Edición, Washington DC: AASHTO, 2005, ISBN: 1-56051-273.
- [2] BORDELON, Amanda. Fracture Behavior of Concrete Materials for Rigid Pavement Systems. Urbana, Illinois. 2005. P165. Tesis (Master of Science in Civil Engineering), Universidad de Illinois at Urbana-Champaign, Departamento de Ingeniería Civil.
- [3] CEN, *Designers' Guide to EN 1991-1-4 Eurocode 1: Actions on Structures, General Actions, Part 1-4: Wind Actions*, Estados Unidos: ASCE Publications, 2007, p112, ISBN 10#0727731521, ISBN13#9780727731524
- [4] CEN, European Prestandard ENV 1992-2, Eurocode 2 -Design of concrete structures. Part 2: Concrete bridge, Inglaterra: BSI, 2001, P73, ISBN 0 580 33265 9.
- [5] DELIBES LINIERS, Adolfo. Tecnología y Propiedades Mecánicas del Hormigón. 2ª Edición. [Madrid]: INTEMAC, 1993 [691.32 DEL]
- [6] DÍAZ GUTIÉRREZ, Julián y REYES, Juan Carlos. Comportamiento de un pavimento rígido con una losa en concreto postensado, Bogotá D.C.:Universidad de los Andes, 2004. P6, ICYA 2004-011.
- [7] ESTADOS UNIDOS. MISSOURI DEPARTMENT OF TRANSPORTATION. Steel-Free Hybrid Reinforced Concrete Bridge Decks Avoid Corrosion, 2006,P4, RI02.002.

[8] ESTADOS UNIDOS. NATIONAL COOPERATIVE HIGHWAY RESEARCH PROGRAM. Report on the 1997 Scanning Review of Asian Bridge Structures, 1998. P46. Number 232

[9] FOGLAR, Marek y ŠTEMBERK, P. Guidance on Fatigue of Concrete Bridges, Department of Concrete and Masonry Structures, Faculty of Civil Engineering, Czech Technical University, Thákurova 7, 166 29 Prague 6, Czech Republic, 2006, p2.

[10] GARNICA, Paul; GÓMEZ, José y SESMA, Jesús. Mecánica de materiales para pavimentos, Mexico: Sanfandila, 2002. p234, Publicación Técnica No. 197, ISSN 0188-7297

[11] KEUN KIM, Jin y TAE YI, Seong. Application of size effect to compressive strength of concrete members. En: *Sadhana* Vol. 27, Part 4, (August ,2002), pp. 467–484. © Printed in India

[12] KIM, Yoon-Chil; SHIN, Soobong y PARK , Jong-Jin. Shear and fatigue strength of grout-type transverse joints, En: Canadian Journal of Civil Engineering, Volumen 30, parte 4 (Agosto,2003), p607-14, ISSN : 0315-1468

[13] KIM, Yun Yong y Li, Victor. Fatigue Response of Bridge Deck Link Slabs Designed with Ductile Engineered Cementitious Composite (ECC). En: Conference on Concrete under Severe Conditions - Environment & Loading (CONSEC '04), (1^a:2004: Seoul, Korea), pp. 832-841.

[14] LEMIEUX, Martin *et al.* Behavior of Overlaid Reinforced Concrete Slab Panels Under Cyclic Loading—Effect of Interface Location and Overlay Thickness. En: ACI structural journal, Volumen 102, 3 (Mayo,2005), p 454-461, 102-S46.

[15] LI C., Victor y NOWAK S., Andrzej S. Fatigue Durability of Concrete Bridge Decks, Michigan: National Science Foundation, 2001. p.20.

http://www.personal.engin.umich.edu/~nowak/projects/fatigue_durability_decks,

agosto 2007

[16] MINISTERIO DE TRANSPORTE. Código Colombiano de Diseño Sísmico de Puentes. Asociación Colombiana de Ingeniería Sísmica. Bogota 1995.

[17] OH, Hongseob; SIM, Jongsung y MEYER, Christian. Fatigue Life of Damaged Bridge Deck Panels Strengthened With Carbon Fiber Sheets, ACI Structural Journal, 2005, P26, MS Number: 2003324.

[18] RAO, Shreenath y ROESLER, Jeffery. Cumulative fatigue damage analysis of concrete pavement using accelerated pavement testing results. En: International Conference on Accelerated Pavement Testing, (2^a: Sep.2004: Minneapolis, MN). p22.

[19] ROESLER, Jeffery y BARENGER, Ernest J. Fatigue of Concrete Beams and Slabs, Estado de Illinois: Universidad de Illinois, 1998. P522, ISSN-0197-9191

[20] ROESLER, Jeffery; HILLER, Jacob y LITTLETON, Paul C. Large-Scale Airfield Concrete Slab Fatigue Tests. En: International Conference on Concrete Pavement, (9^a: Agosto-2005: Colorado Springs).23pp.

[21] SAIN, Trisha y CHANDRA KISHEN, J. M. Damage and residual life assessment of structures using fracture mechanics. En: *ASCE Engineering Mechanics Conference*, (16^o:2003: Seattle), University of Washington, 2003. 13p.

[22] ZHANG, Jun *et al.* Introducing Ductile Strip for Durability Enhancement of Concrete Slabs. En: Journal of Materials in Civil Engineering, Vol .14, No. 3, (June, 2002), pp.253-261, ISSN 0899-1561/2002/3-253–261

http://ace-mrl.engin.umich.edu/NewFiles/publications/zhang_JMCE02.pdf,

noviembre 2007

[23] <http://ingenieracivil.blogspot.com/2007/06/diseo-de-pavimentos-rigidos-por-el.html>, 15 Noviembre 2007

[24] http://www.tdcat.cesca.es/TESIS_UPC/AVAILABLE/TDX-0303105-162045//07Gaa07de11.pdf, Enero 2008

[25] <http://www.iisc.ernet.in/~academy/sadhana/Pdf2002Aug/Pe1016.pdf> ,Febrero 2008