

UNIVERSIDAD DE EL SALVADOR
FACULTAD DE INGENIERÍA Y ARQUITECTURA
ESCUELA DE INGENIERÍA CIVIL



**DISEÑO RACIONAL DE PAVIMENTOS RÍGIDOS, PARA VÍAS
DE BAJA INTENSIDAD DE TRÁNSITO**

PRESENTADO POR:

MARIBEL ALEJANDRA MEDRANO RIVAS

FIDEL ARNOLDO MEJÍA MENJIVAR

LESLIE RACHEL PONCE ACEVEDO

PARA OPTAR AL TÍTULO DE:

INGENIERO(A) CIVIL

CIUDAD UNIVERSITARIA, JUNIO 2022

UNIVERSIDAD DE EL SALVADOR

RECTOR:

MSC. ROGER ARMANDO ARIAS ALVARADO

SECRETARIO GENERAL:

ING. FRANCISCO ANTONIO ALARCÓN SANDOVAL

FACULTAD DE INGENIERÍA Y ARQUITECTURA

DECANO:

Ph.D. EDGAR ARMANDO PEÑA FIGUEROA

SECRETARIO:

ING. JULIO ALBERTO PORTILLO

ESCUELA DE INGENIERÍA CIVIL

DIRECTOR:

ING. ANÍBAL RODOLFO ORTIZ

UNIVERSIDAD DE EL SALVADOR
FACULTAD DE INGENIERÍA Y ARQUITECTURA
ESCUELA DE INGENIERÍA CIVIL

Trabajo de Graduación previo a la opción al Grado de:

INGENIERO(A) CIVIL

Título:

**DISEÑO RACIONAL DE PAVIMENTOS RÍGIDOS PARA VÍAS
DE BAJA INTENSIDAD DE TRÁNSITO**

Presentado por:

MARIBEL ALEJANDRA MEDRANO RIVAS

FIDEL ARNOLDO MEJÍA MENJIVAR

LESLIE RACHEL PONCE ACEVEDO

Trabajo de Graduación Aprobado por:

Docente Asesor:

ING. MAURICIO ERNESTO VALENCIA

SAN SALVADOR, JUNIO DE 2022

Trabajo de Graduación Aprobado por:

Docente Asesor:

ING. MAURICIO ERNESTO VALENCIA

AGRADECIMIENTOS

A DIOS TODOPODEROSO, por habernos permitido llegar a culminar este trabajo y llevarnos de su mano en cada momento de nuestras carreras y guiarnos en el camino abriéndonos puertas donde nosotros las veíamos cerradas y guiarnos en la toma de las mejores decisiones con sabiduría e inteligencia.

A LA UNIVERSIDAD DE EL SALVADOR, FACULTAD DE INGENIERÍA Y ARQUITECTURA, por permitirnos aprender y formarnos cada día a través de su personal docente y técnico formándonos como profesionales de éxito, transmitiéndonos todos los conocimientos necesarios para nuestro desarrollo profesional y por habernos albergado durante todos nuestros años de estudio dando paso al desarrollo del futuro de nuestro país.

A NUESTRO DOCENTE ASESOR, el Ing. Mauricio Ernesto Valencia por habernos brindado toda su ayuda y conocimientos durante todo nuestro paso por la Escuela de Ingeniería Civil, por siempre confiar en nuestra capacidad y habernos brindado su apoyo incondicional durante la realización de todo el Trabajo de Graduación, por toda la atención, el tiempo y las recomendaciones brindadas.

A TODOS LOS DOCENTES DE ESCUELA DE INGENIERIA CIVIL, por habernos transmitido todos los conocimientos y brindarnos su tiempo y consejos de forma incondicional siempre que lo necesitamos para ayudar a nuestra formación profesional.

A LOS DOCENTES QUE FUNGIERON COMO JURADO FINAL, Ing. Wilfredo Zelaya y Ing. Jorge Flores, por toda su atención, el tiempo y las recomendaciones brindadas.

A LOS INGENIEROS QUE NOS AYUDARON DURANTE LA REALIZACIÓN DEL TRABAJO DE GRADUACIÓN: El Ing. Oscar Romero y El Ing. Juan Francisco Domínguez, muchas gracias por los consejos brindados desinteresadamente y la información brindada.

“He peleado la buena batalla, he acabado la carrera, he guardado la fe”

2 Timoteo 4:7

LOS AUTORES.

DEDICATORIA.

Mis más sinceros agradecimientos a todas esas personas que me apoyaron y siempre creyeron en mi capacidad para poder culminar con esta meta.

A Dios, que me acompañó y me dio fuerzas en los momentos que más lo necesité.

A mis padres, por estar siempre pendiente de mi bienestar, apoyarme incondicionalmente en mi decisión y por todos los sacrificios que con el más grande amor hicieron, sin ellos este logro no fuera posible.

A mi hermana Gabi, que siempre me apoyó y me ayudó, mejora mi vida, tenerla es la más grande bendición.

A toda mi familia, tienen un papel importante en este triunfo, tío Julio, tío Neto, tío Carlos, mamá Ana y tía Titita; los cuales son otros padres para mí y han sido un gran apoyo a lo largo de mis estudios y mi vida. A mis primos que sin importar las circunstancias siempre creyeron en mí y llenan siempre de alegría mis días, por ser uno de los motivos por los cuales me he esforzado tanto.

A mis amigos de la universidad, con quienes trabajamos arduamente durante todo este proceso y nos apoyamos para poder lograr la meta, por su amistad, la cual es sumamente valiosa, y por siempre creer en mí.

MARIBEL ALEJANDRA MEDRANO RIVAS.

DEDICATORIA

A DIOS: Por darme la sabiduría, fortaleza y la serenidad para poder culminar con este proceso educativo.

A MI FAMILIA: Por estar siempre apoyándome directa o indirectamente y darme fortalezas cuando más lo necesitaba para poder finalizar con éxitos.

A TODOS MIS COMPAÑEROS: Que siempre nos dimos fortaleza cuando las condiciones eran desfavorables y nos empujamos a continuar y finalizar la cosecha de todos estos años.

AL ING. MAURICIO VALENCIA: Por darnos el tiempo, la paciencia e instruirnos para finalizar este proceso formativo.

FIDEL ARNOLDO MEJÍA MENJIVAR

DEDICATORIA

Al finalizar este trabajo vienen a mi mente todos esos años de estudio en donde tuve que enfrentar diferentes situaciones para llegar a donde estoy hoy y que todo esto no puedo haber sido posible sin haber estado agarrada de la mano de Dios todo este tiempo a quien está dedicado principalmente este trabajo, mi vida y mi carrera profesional, siendo El, el dador y proveedor de todo lo que tengo hoy puedo decir Eben-Ezer hasta aquí Dios me ha ayudado.

A mi padre, José Antonio Ponce Portillo, por todo el esfuerzo, sacrificio y apoyo que me ha brindado desde que nací, gracias por haber criado a dos mujeres de bien guiándonos siempre por los caminos de Jehová, gracias por siempre ser de mis mayores apoyos y de mis mejores criticas buscando siempre mi éxito, por todas esas noches, días y madrugadas donde siempre salió corriendo ya fuera a dejarme o a recogerme a cada lugar al que tuviese que ir e impulsarme a seguir mis sueños y metas siempre, por todos los regaños cuando los merecí y todos los consejos.

A mi madre, Leslie Cordelia Patricia Acevedo de Ponce, quien al igual que mi padre siempre ha estado detrás de mi sosteniéndome en el camino y guiándome, por todas las oraciones que día hace por mí y por mi hermana y por siempre ser mi mejor defensora y no permitir que me pase nada, gracias por toda la ayuda a lo largo de los años en los estudios, por haberme inculcado el hábito del estudio

y la disciplina que necesitaba para ser siempre mejor, por todo su esfuerzo y sacrificio.

A mi hermana, Renee Patricia Ponce Acevedo, por ser mi compañera de aventuras a lo largo del tiempo, por siempre ayudarme cuando me veía que no podía más y aguantar todas esas noches en las que me quede estudiando de madrugada en el cuarto y no te dejaba dormir bien, gracias por ser esa voz de la razón y del regaño cuando necesitaba regresar los pies al suelo y concentrarme, por todas esas veces que te toco ayudarme con los quehaceres porque yo estaba en clases, te amo y te admiro.

¡Papá, Mamá, Reni, este logro no es solo mío, es de toda nuestra familia, muchas gracias por su apoyo!

A toda mi familia, que siempre me brindaron su apoyo y consejos a lo largo de los años, gracias por todas sus oraciones y ayudas.

Agradecer especialmente al Ing. Mauricio Valencia, el Ing. Oscar Romero y el Ing. Juan F. Domínguez por todo su tiempo y consejos brindados, por la confianza que tuvieron y las expectativas en que realizare siempre un buen trabajo gracias infinitas.

A mis amigos y compañeros de la Universidad María José, Melissa, Fabiola, Diego, Arturo, Bea, Gloria, Luis, Fidel, Tavo, por su apoyo incondicional y su amistad, bien dicen que para terminar la carrera no se puede hacer solo, gracias por todas esas veces que me brindaron su apoyo de una u otra forma y que a pesar de que no todos éramos de las mismas carreras, la amistad que formamos nos convierte en más que amigos, una familia por elección en la que todos nos apoyábamos para poder llegar juntos a la meta.

Y a todos esos compañeros y amigos que en algún momento formaron parte de este proceso de superación, gracias por todas las experiencias, risas, lágrimas y demás vivencias, porque todo lo vivido es lo que nos trae a este final.

“Mas gracias sean dadas a Dios, que nos da la victoria por medio de nuestro Señor Jesucristo”

1. Corintios 15:57

LESLIE RACHEL PONCE ACEVEDO.

ÍNDICE.

AGRADECIMIENTOS.....	V
DEDICATORIA.	VII
INTRODUCCIÓN.....	XXVI
CAPÍTULO 1 “GENERALIDADES”	1
1.1 ANTECEDENTES.....	2
1.1.1 DESARROLLO DE LOS PAVIMENTOS EN EL SALVADOR.	7
1.1.2 DESARROLLO Y CONSERVACIÓN DE LAS CARRETERAS EN EL SALVADOR.	8
1.2 PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA.....	11
1.3 OBJETIVOS.....	16
1.3.1 OBJETIVO GENERAL.	16
1.3.2 OBJETIVOS ESPECIFICOS.	16
1.4 ALCANCES Y LIMITACIONES.....	17
1.4.1 ALCANCES.....	17
1.4.2 LIMITACIONES.....	17
1.5 JUSTIFICACIÓN.....	17
CAPÍTULO 2. “MARCO TEÓRICO”.	19
2.1 GENERALIDADES SOBRE PAVIMENTOS.	20
2.1.1 DEFINICIÓN ACTUAL DE PAVIMENTO RÍGIDO.....	20
2.1.2 ELEMENTOS QUE CONFORMAN LA ESTRUCTURA DE UN PAVIMENTO RÍGIDO.....	21
2.1.3 TIPOS DE PAVIMENTO RÍGIDO.....	28
2.2 FINALIDAD DE LOS PAVIMENTOS.....	32
2.2.1 FINALIDAD DE TIPO ESTRUCTURAL.....	32
2.2.2 FINALIDAD DE TIPO FUNCIONAL.....	33
2.2.3 FINALIDAD EN ASPECTO DE LA SEGURIDAD.....	33
2.3 CLASIFICACIÓN DE LAS CARRETERAS CONFORME EL MINISTERIO DE OBRAS PÚBLICAS Y DE TRANSPORTE (MOPT).....	34
2.3.1 CRITERIOS DE DISEÑO.....	35
2.3.2 TIPOS DE TERRENO.....	42
2.3.3 CLASIFICACIÓN Y NORMA DE DISEÑO.	43
2.4 CARRETERAS DE BAJA INTENSIDAD DE TRÁFICO VEHÍCULAR..	53

2.4.1	DEFINICIÓN DE ESAL.	55
2.4.2	TRÁNSITO PROMEDIO DIARIO ANUAL (TPDA).....	56
2.5	MÉTODOS DE DISEÑO PARA PAVIMENTOS RÍGIDOS.....	58
2.5.1	MÉTODOS EMPÍRICOS.....	59
2.5.2	MÉTODO MECANICISTA – EMPÍRICO.	76
2.6	PAVIMENTO RÍGIDO DE GEOMETRÍA OPTIMIZADA.....	116
2.6.1	HISTORIA.	116
2.6.2	INVESTIGACIÓN PREVIA DEL MÉTODO DE DISEÑO DE LOSAS DE DIMENSIONES OPTIMIZADAS, PARA PAVIMENTOS DE CONCRETO HIDRÁULICO.....	121
CAPÍTULO 3. PARÁMETROS PARA EL DISEÑO DE PAVIMENTO RÍGIDO POR EL MÉTODO MECANICO EMPÍRICO PARA VÍAS DE BAJA INTENSIDAD DE TRÁNSITO.....		124
3.1	PARÁMETROS DE DISEÑO DE ESTRUCTURAS DE PAVIMENTO DE CONCRETO HIDRÁULICO MEDIANTE LA METODOLOGÍA MECANICISTA-EMPÍRICA.....	125
3.1.1	TRÁNSITO.....	129
3.1.2	CLIMA.....	148
3.1.3	MATERIALES.....	153
3.2	MODELOS DE DETERIORO PARA PAVIMENTOS SIMPLES CON JUNTAS (JPCP) PARA ANÁLISIS DE FALLAS PARA EL DISEÑO POR EL MÉTODO MECANICISTA-EMPÍRICO.	168
3.2.1	AGRIETAMIENTO TRANSVERSAL Y LONGITUDINAL.....	169
3.2.2	ESCALONAMIENTO.....	170
3.2.3	DESCONCHE.....	172
3.2.4	PROGRESIÓN DEL IRI.....	173
CAPÍTULO 4 DISEÑO DE PAVIMENTO RÍGIDO PARA VIAS DE BAJA INTENSIDAD DE TRÁNSITO.....		175
4.1	GENERALIDADES.....	176
4.2	DISEÑO POR MEDIO DEL MÉTODO AASHTO 93.....	177
4.2.1	DATOS DE ENTRADA PARA DISEÑO POR AASHTO 93.....	178
4.3	DISEÑO POR MEDIO DE LA ALTERNATIVA MECANICISTA-EMPÍRICA.....	191
4.3.1	DISEÑO 1.....	192
	SOLUCIÓN CON LOSAS LARGAS.....	192

SOLUCIÓN CON LOSAS CORTAS.....	234
4.3.2 DISEÑO 2.	250
SOLUCIÓN CON LOSAS LARGAS.....	250
SOLUCIÓN CON LOSAS CORTAS.....	263
4.4 ANÁLISIS COMPARATIVO.....	281
4.4.1 DISEÑO 1.	281
4.4.2 DISEÑO 2.	286
CAPÍTULO 5 PROCESOS CONSTRUCTIVOS PARA COLOCACIÓN DE CONCRETOS RÍGIDOS EN VÍAS DE BAJA INTENSIDAD DE TRÁNSITO. .	292
5.1 VENTAJAS DE LOS PAVIMENTOS RÍGIDOS.....	298
5.2 DISEÑO DE LOSA DE CONCRETO CON GEOMETRÍA OPTIMIZADA. 304	
5.3 DISPOSICIÓN DE JUNTAS	306
5.4 MATERIALES A UTILIZAR.....	308
5.5 ELABORACIÓN DE MEZCLA.	311
5.6 TRANSPORTE DEL CONCRETO.....	312
5.7 COLOCACIÓN DEL CONCRETO	314
5.8 CONSIDERACIONES.....	315
5.9 EQUIPO A UTILIZAR.....	319
CAPÍTULO 6. “CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES”	323
6.1 CONCLUSIONES.....	324
6.2 RECOMENDACIONES.....	328
BIBLIOGRAFÍA.....	331
ANEXOS.....	337
.....	337
ANEXO 1: DOCUMENTO DEL MINISTERIO DE OBRAS PÚBLICAS Y TRANSPORTE, NORMAS DE DISEÑO, CLASIFICACIÓN DE CARRETERAS Y SECCIONES TÍPICAS.....	337

ÍNDICE DE FIGURAS.

CAPÍTULO 1.

Figura 1.1. Calle empedrada en San Salvador a principios del siglo XX. Fuente: “De la hacienda a los puertos. Los caminos en los primeros años de la república del salvador, siglo XVIII”	7
---	---

CAPÍTULO 2.

Figura 2.1. Estructura de un pavimento dentro de la sección transversal de una vía. Fuente: Tesis: “Desarrollo de la Alternativa de Diseño de Estructura de Pavimento de Concreto Hidráulico mediante el método Mecanicista Empírico en El Salvador”	20
Figura 2.2. Representación gráfica de una estructura de pavimento rígido típica. Fuente: Catedra Pavimentos 1, Universidad Tecnológica Nacional.	21
Figura 2.3. Parámetros de diseño para carretera rural. Fuente: Normas de diseño, Clasificación de Carreteras y Secciones Típicas del MOPT 2016.	51
Figura 2.4. Parámetros de diseño para pavimentos de bajo tránsito. Fuente: Guía simplificada para pavimentos de bajo tránsito.	54
Figura 2.5.....	55
Figura 2.6. Construcción de circuito de pruebas AASHTO. Fuente: AASHTO MEPDG-15.....	60
Figura 2.7. Circuito de pruebas AASHTO. Fuente: Tesis: “Desarrollo de la Alternativa de Diseño de Estructura de Pavimento de Concreto Hidráulico mediante el método Mecanicista Empírico en El Salvador”	61
Figura 2.8. Correlación aproximada entre la clasificación de los suelos y los diferentes ensayos. Fuente: Manual de Diseño de Pavimentos de Concreto para Vías con Bajos, Medios y Altos volúmenes de tránsito – INVIAS.	75
Figura 2.9. Correlación del módulo efectivo de reacción por pérdida de potencial de soporte. Fuente: Guía AASHTO para diseño de estructuras de pavimento AASHTO.	76
Figura 2.10. Relación entre la resistencia a la flexión y la edad de diseño. Fuente: Diseño de Pavimentos de Concreto por el método de la PCA 84.....	83
Figura 2.11. Relaciones aproximadas entre las clasificaciones de suelos y los valores de soporte. Fuente: Diseño de Pavimentos de Concreto por el método de la PCA84.....	85
Figura 2.12. Formulario de diseño del método de la PCA 84. Fuente: Diseño de Pavimentos de Concreto por el método de la PCA84.....	91
Figura 2.13. Curvas de fatiga ACPA StreetPave para distintos valores de confiabilidad. Fuente: Nueva Metodología para el Diseño de Pavimentos de Hormigón ACPA StreetPave.....	95

Figura 2.14. Desempeño de los pavimentos actuales Fuente: AASHTO MEPDG – 15.	98
Figura 2.15. Diagrama de flujo conceptual del proceso de análisis / diseño de tres etapas para el diseño ME de pavimento de AASHTO Ware. Fuente: Guía de diseño de pavimentos Mecanico-Empirica MEPDG-15.	100
Figura 2.16. Pantalla de inicio Software MEPDG. Fuente: Guía de diseño de pavimentos Mecanico-Empirica MEPDG-15.	101
Figura 2.17. Diseño del Software MEPDG. Fuente: Guía de diseño de pavimentos Mecanico-Empirica MEPDG-15.	101
Figura 2.18. Entradas codificadas por colores para ayudar al usuario en la precisión de las entradas Software MEPDG. Fuente: Guía de diseño de pavimentos Mecánico - Empírica MEPDG - 15.	102
Figura 2.19. Definición de parámetros para pavimentos rígidos en Software MEPDG. Fuente: Guía de diseño de pavimentos Mecanico-Empirica MEPDG-15.	103
Figura 2.20. Configuraciones vehiculares a evaluar.	104
Figura 2.21. Definición de tráfico en Software MEPDG. Fuente: Guía de diseño de pavimentos Mecanico-Empirica MEPDG-15.	106
Figura 2.22. Ajuste de los factores de tráfico en Software MEPDG. Fuente: Guía de diseño de pavimentos Mecanico-Empirica MEPDG-15.	107
Figura 2.23. Tramo de estudio AV. Libertador bernardo O´Higgins (Santiago de Chile) losas de 15 cm de espesor, 1.20 m de longitud. Fuente: Diseño de losas de hormigón con geometría optimizada.	117
Figura 2.24. Tramo de prueba, Padre las Casas, losas de 15 cm de espesor y 3.50 m. de longitud.	118
Figura 2.25. Tramo de prueba, Padre las Casas, losas de 12 cm de espesor y 1.75 m. de longitud. Fuente: Diseño de losas de hormigón con geometría optimizada.	118
Figura 2.27. Tramo de prueba Chiquihue, losas de 10 cm de espesor, después de 106,000 ejes equivalentes Fuente: Diseño de losas de hormigón con geometría optimizada.	119
Figura 2.26. Tramo de prueba Chiquihue, losas de 10 cm de espesor, después de 219,000 ejes equivalente. Fuente: Diseño de losas de hormigón con geometría optimizada.	119
Figura 2.28. Tramo de prueba Chiquihue, losas de 8 cm de espesor, después de 99,000 Ejes Equivalentes. Fuente: Diseño de losas de hormigón con geometría optimizada.	120
Figura 2.29. Tramo de prueba Chiquihue, losas de 8 cm de espesor, después de 219,000 Ejes Equivalentes. Fuente: Diseño de losas de hormigón con geometría optimizada.	120
Figura 2.30. Tramo de prueba Padre Las Casas, losas de 8 cm de espesor, después de 99,000 Ejes Equivalentes. Fuente: Diseño de losas de hormigón con geometría optimizada.	120

Figura 2.31. Tramo de prueba Padre las Casas, losas de 8 cm de espesor, después de 219,000 Ejes Equivalentes. Fuente: Diseño de losas de hormigón con geometría optimizada.....	120
Figura 2.32. Laboratorio del acelerador de pruebas para pavimento. Fuente: Desarrollo de Alternativa de Diseño Estructural de Pavimento de Concreto Hidráulico mediante el método mecanicista empírico en El Salvador.....	122

CAPÍTULO 3.

Figura 3.1. Diagrama del procedimiento de diseño para método Mecánico-Empírico. Fuente: Guía de diseño de pavimentos Mecanico-Empirica MEPDG-15.....	127
Figura 3.2. Gráfico de espectro de carga de eje sencillo direccional 2016. Fuente: Tesis: “Generación de espectros de carga vehicular de los años 2014, 2015 y 2016 para El Salvador.	134
Figura 3.3. Gráfico de espectro de carga de eje sencillo dual direccional 2016. Fuente: Tesis: “Generación de espectros de carga vehicular de los años 2014, 2015 y 2016 para El Salvador.....	135
Figura 3.4. Gráfico de espectro de carga de eje tándem direccional 2016. Fuente: Tesis: “Generación de espectros de carga vehicular de los años 2014, 2015 y 2016 para El Salvador.	137
Figura 3.5. Gráfico de espectro de carga de eje tridem direccional 2016. Fuente: Tesis: “Generación de espectros de carga vehicular de los años 2014, 2015 y 2016 para El Salvador.	138
Figura 3.6. Temperatura anual de San Salvador (2020).....	150
Figura 3.7. Precipitación anual de San Salvador (2020).....	150
Figura 3.8. Temperaturas máximas mensuales de San Salvador (2020).	151
Figura 3.9. Temperaturas mínimas mensuales de San Salvador (2020).	152
Figura 3.10. Esquema de estructura de pavimento rígido. Fuente: Diseño Estructural del Pavimentos.	153
Figura 3.11. Nomograma para determinar el módulo de reacción compuesto de la subrasante suponiendo una profundidad infinita. Fuente: AASHTO 1993..	158
Figura 3.12. Nomograma para corregir el valor de k por la presencia de una capa rígida (estrato de roca menos de 3 m de profundidad). Fuente: AASHTO 1993	159
Figura 3.13. Nomograma para corregir el Módulo de reacción efectivo por pérdida potencial de soporte de la subbase. Fuente: AASHTO 1993.....	160
Figura 3.14. Especificación del Cemento C-1157 tipo HE.	162
Figura 3.15. Nomograma para determinar el módulo de reacción compuesto de la subrasante, suponiendo una profundidad infinita. Fuente: AASHTO 1993.	165
Figura 3.16. Nomograma para corregir el valor de k por la presencia de una capa rígida (estrato de roca a menos de 3 m. de profundidad) Fuente: AASHTO 1993.	166

Figura 3.17. Nomograma para corregir el Módulo de reacción efectivo por pérdida potencial de soporte de la subbase. Fuente: AASHTO 1993.....	168
Figura 3.18. Diagrama de causalidad entre variables para el modelo de escalonamiento. Fuente: Tesis: Evaluación del desempeño a solicitaciones de erosión y fatiga de estructuras de pavimento de concreto hidráulico realizados mediante la guía de diseño AASHTO 93 en El Salvador	172
Figura 3.19. Diagrama de causalidad entre variables para el modelo de desconche. Fuente: Tesis: Evaluación del desempeño a solicitaciones de erosión y fatiga de estructuras de pavimento de concreto hidráulico realizados mediante la guía de diseño AASHTO 93 en El Salvador.....	173
Figura 3.20. Diagrama de causalidad entre variables para el modelo de progresión del IRI. Fuente: Tesis: Evaluación del desempeño a solicitaciones de erosión y fatiga de estructuras de pavimento de concreto hidráulico realizados mediante la guía de diseño AASHTO 93 en El Salvador	174

CAPÍTULO 4.

Figura 4.1. Datos generales del proyecto.	179
Figura 4.2. Datos de entrada general para el cálculo de Esal's.	180
Figura 4.3. Cálculo de Esal's.....	180
Figura 4.4. Pestaña de datos de entrada para el diseño del pavimento de concreto hidráulico. Fuente: Propia.	181
Figura 4.5. Cálculo de Modulo resiliente por correlación con el valor de CBR en el programa WinPas 12. Fuente: Propia.	183
Figura 4.6. Cálculo de Modulo ajustado de reacción de la subrasante en el programa WinPas 12. Fuente: Propia.....	184
Figura 4.7. Evaluación del espesor de la losa de concreto en el programa WinPas 12. Fuente: Propia.	185
Figura 4.8. Estructura del pavimento rígido calculada en WinPas 12.	185
Figura 4.9. Parámetros de diseño para pavimentos de bajo tránsito. Fuente: Guía simplificada para pavimentos de bajo tránsito.	186
Figura 4.10. Cálculo de Esal's.....	188
Figura 4.11. Datos de entrada general para el cálculo de Esal's.....	188
Figura 4.12. Cálculo de espesor de losa de concreto.....	189
Figura 4.13. Estructura del pavimento rígido calculada por WinPas 12. Fuente: Propia.	190
Figura 4.14. Parámetros geométricos del pavimento a diseñar en el software EverFe 2.24. Fuente: Propia.....	193
Figura 4.15. Panel de entrada de propiedades mecánicas y estructurales de los materiales de la estructura de pavimento rígido en el software EverFe 2.24..	194
Figura 4.16. Parámetros geométricos de los ejes de rueda, eje dual grafico presentado en el software EverFe 2.24. Fuente: Propia.....	195

Figura 4.17. Configuraciones de localización de ejes para el análisis de esfuerzo en el software EverFe 2.24.	197
Figura 4.18. Panel de entrada de datos de carga de tráfico, características geométricas de eje de rueda y cargas originadas por gradiente de temperatura actuante en la losa para eje dual en el software EverFe 2.24.	200
Figura 4.19. Panel de entrada de datos de modelado de dovelas y pasadores en el proceso iterativo para primera iteración en el software EverFe 2.24.	202
Figura 4.20. Ventana de definición del modelo de Interlock considerado en el análisis de esfuerzos en el software EverFe 2.24.	204
Figura 4.21. Panel de configuración de meshing para el análisis de esfuerzos actuantes en las losas en el software EverFe 2.24.	205
Figura 4.22. Evaluación de esfuerzos en la primera iteración en la losa cargada en centro para el eje dual. Representación cromática. Fuente: Propia.	206
Figura 4.23. Presentación de resultados para esfuerzos obtenidos en la losa para el eje dual centro.	207
Figura 4.24. Datos generales. Fuente: Propia.	210
Figura 4.25. Datos de precipitación. Fuente: Propia.	211
Figura 4.26. Datos de diseño. Fuente: Propia.	212
Figura 4.27. Diseño de mezcla. Fuente: Propia.	212
Figura 4.28. Diseño constructivo. Fuente: Propia.	213
Figura 4.29. Condiciones climáticas. Fuente: Propia.	214
Figura 4.30. Análisis a edad temprana. (72 horas). Fuente: Propia.	214
Figura 4.31. Parámetros de desempeño.	216
Figura 4.32. Diseño de dovelas y barras de amarre. Fuente: Propia.	217
Figura 4.33. Esal's de diseño anuales. Fuente: Propia.	218
Figura 4.34. Espectros de carga del eje simple. Fuente: Propia.	218
Figura 4.35. Espectros de carga del eje tándem. Fuente: Propia.	219
Figura 4.36. Espectros de carga del eje trídem. Fuente: Propia.	219
Figura 4.37. Tasa de crecimiento anual de 2%. Fuente: Propia.	220
Figura 4.38. Análisis de deterioro: Escalonamiento. Fuente: Propia.	220
Figura 4.39. Análisis de deterioro: Agrietamiento transversal. Fuente: Propia.	221
Figura 4.40. Análisis de deterioro: Agrietamiento longitudinal. Fuente: Propia.	221
Figura 4.41. Análisis de deterioros IRI. Fuente: Propia.	222
Figura 4.42. Análisis de deterioros Serviciabilidad. Fuente: Propia.	222
Figura 4.43. Análisis de deterioros a edad temprana para la segunda iteración del diseño 1. Fuente: Propia.	225
Figura 4.44. Análisis de deterioro: Escalonamiento. Fuente: Propia.	226
Figura 4.45. Análisis de deterioro: Agrietamiento transversal. Fuente: Propia.	226
Figura 4.46. Análisis de deterioro: Agrietamiento longitudinal. Fuente: Propia.	227
Figura 4.47. Análisis de deterioro: IRI. Fuente: Propia.	227
Figura 4.48. Análisis de deterioro: Servicialidad. Fuente: Propia.	228

Figura 4.49. Análisis de deterioros a edad temprana para la tercera iteración del diseño 1. Fuente: Propia.	230
Figura 4.50. Análisis de deterioro: Escalonamiento. Fuente: Propia.....	231
Figura 4.51. Análisis de deterioro: Agrietamiento transversal. Fuente: Propia.	231
Figura 4.52. Análisis de deterioro: Agrietamiento longitudinal. Fuente: Propia.	232
Figura 4.53. Análisis de deterioro: IRI. Fuente: Propia.	232
Figura 4.54. Análisis de deterioro: Servicialidad. Fuente: Propia.....	233
Figura 4.55. Configuraciones de localización de ejes para el análisis de esfuerzo en el software EverFe 2.24.	237
Figura 4.56. Análisis de deterioros a edad temprana para la primera iteración del diseño 1 losas cortas. Fuente: Propia.....	240
Figura 4.57. Análisis de deterioro: Escalonamiento. Fuente: Propia.....	240
Figura 4.58. Análisis de deterioro: Agrietamiento transversal. Fuente: Propia.	241
Figura 4.59. Análisis de deterioro: Agrietamiento longitudinal. Fuente: Propia.	241
Figura 4.60. Análisis de deterioro: IRI. Fuente: Propia.	242
Figura 4.61. Análisis de deterioro: Servicialidad. Fuente: Propia.....	242
Figura 4.62. Análisis de deterioros a edad temprana para la segunda iteración del diseño 1 losas cortas. Fuente: Propia.....	245
Figura 4.63. Análisis de deterioro: Escalonamiento. Fuente: Propia.....	246
Figura 4.64. Análisis de deterioro: Agrietamiento transversal. Fuente: Propia.	247
Figura 4.65. Análisis de deterioro: Agrietamiento longitudinal. Fuente: Propia.	247
Figura 4.66. Análisis de deterioro: IRI. Fuente: Propia.	248
Figura 4.67. Análisis de deterioro: Servicialidad. Fuente: Propia.....	248
Figura 4.68. Análisis de deterioros a edad temprana para la primera iteración del diseño 2 losas largas. Fuente: Propia.....	253
Figura 4.69. Análisis de deterioro: Escalonamiento. Fuente: Propia.....	254
Figura 4.70. Análisis de deterioro: Agrietamiento transversal. Fuente: Propia.	254
Figura 4.71. Análisis de deterioro: Agrietamiento longitudinal. Fuente: Propia.	255
Figura 4.72. Análisis de deterioro: IRI. Fuente: Propia.	256
Figura 4.73. Análisis de deterioro: Servicialidad. Fuente: Propia.....	256
Figura 4.74. Análisis de deterioros a edad temprana para la segunda iteración del diseño 2. Fuente: Propia.	259
Figura 4.75. Análisis de deterioro: Escalonamiento. Fuente: Propia.....	260
Figura 4.76. Análisis de deterioro: Agrietamiento transversal. Fuente: Propia.	260
Figura 4.77. Análisis de deterioro: Agrietamiento longitudinal. Fuente: Propia.	261
Figura 4.78. Análisis de deterioro: IRI. Fuente: Propia.	261
Figura 4.79. Análisis de deterioro: Servicialidad. Fuente: Propia.....	262
Figura 4.80. Análisis de deterioros a edad temprana para la primera iteración del diseño 2 losas cortas. Fuente: Propia.....	266

Figura 4.81. Análisis de deterioro: Escalonamiento. Fuente: Propia.....	267
Figura 4.82. Análisis de deterioro: Agrietamiento transversal. Fuente: Propia.....	267
Figura 4.83. Análisis de deterioro: Agrietamiento longitudinal. Fuente: Propia.	268
Figura 4.84. Análisis de deterioro: IRI. Fuente: Propia.	268
Figura 4.85. Análisis de deterioro: Servicialidad. Fuente: Propia.....	269
Figura 4.86. Análisis de deterioros a edad temprana para la segunda iteración del diseño 2 losas cortas. Fuente: Propia.....	272
Figura 4.87. Análisis de deterioro: Escalonamiento. Fuente: Propia.....	272
Figura 4.88. Análisis de deterioro: Agrietamiento transversal. Fuente: Propia.....	273
Figura 4.89. Análisis de deterioro: Agrietamiento longitudinal. Fuente: Propia.	273
Figura 4.90. Análisis de deterioro: IRI. Fuente: Propia.	274
Figura 4.91. Análisis de deterioro: Servicialidad. Fuente: Propia.....	274
Figura 4.92. Análisis de deterioros a edad temprana para la tercera iteración del diseño 2 losas cortas. Fuente: Propia.....	277
Figura 4.93. Análisis de deterioro: Escalonamiento. Fuente: Propia.....	277
Figura 4.94. Análisis de deterioro: Agrietamiento transversal. Fuente: Propia.....	278
Figura 4.95. Análisis de deterioro: Agrietamiento longitudinal. Fuente: Propia.	279
Figura 4.96. Análisis de deterioro: IRI. Fuente: Propia.	279
Figura 4.97. Análisis de deterioro: Servicialidad. Fuente: Propia.....	280

ÍNDICE DE TABLAS.

CAPÍTULO 1.

Tabla 1.1. Especificación tipo de carreteras según TPD	13
Tabla 1.2. Especificación tipo de carreteras según SIECA. Fuente: Manual Centroamericano de Normas para el Diseño geométrico de las carreteras regionales, SIECA, 2001.	13

CAPÍTULO 2.

Tabla 2.1. Especificaciones del cemento Portland.	31
Tabla 2.2. Parámetros de diseño para carreteras especiales. Fuente: Normas de diseño, Clasificación de Carreteras y Secciones Típicas del MOPT 2016.	44
Tabla 2.3. Parámetros de diseño para carreteras primarias. Fuente: Normas de diseño, Clasificación de Carreteras y Secciones Típicas del MOPT 2016.	45
Tabla 2.4. Parámetros de diseño para carreteras secundarias. Fuente: Normas de diseño, Clasificación de Carreteras y Secciones Típicas del MOPT 2016.	47
Tabla 2.5. Parámetros de diseño para carreteras terciaria modificada. Fuente: Normas de diseño, Clasificación de Carreteras y Secciones Típicas del MOPT 2016.	48
Tabla 2.6. Parámetros de diseño para carreteras terciarias. Fuente: Normas de diseño, Clasificación de Carreteras y Secciones Típicas del MOPT 2016.	49
Tabla 2.7. Parámetros de diseño para carretera rural modificada. Fuente: Normas de diseño, Clasificación de Carreteras y Secciones Típicas del MOPT 2016.	50
Tabla 2.8. Parámetros de diseño para Caminos vecinales o municipales. Fuente: Normas de diseño, Clasificación de Carreteras y Secciones Típicas del MOPT 2016.	53
Tabla 2.9. Clasificación para TPD. Fuente: Guía simplificada para el diseño de pavimentos de bajo volumen de tránsito.	57
Tabla 2.10. Niveles de confiabilidad (R), en función del tipo de carretera. Fuente: Guía AASHTO para diseño de estructuras de pavimento AASHTO 93.	66
Tabla 2.11. Valores de Z _r , correspondientes a niveles seleccionados de confiabilidad. Fuente: Guía AASHTO para diseño de estructuras de pavimento AASHTO 93.	66
Tabla 2.12. Clasificación de la calidad del drenaje de materiales de base y subrasante. Fuente: Guía AASHTO para diseño de estructuras de pavimento AASHTO 93.	70
Tabla 2.13. Valores de coeficiente de drenaje, Cd. Fuente: Guía AASHTO para diseño de estructuras de pavimento-AASHTO 93.	70

Tabla 2.14. Coeficientes de transferencia de carga recomendados para varios tipos de pavimentos y condiciones de diseño. Fuente: Guía AASHTO para diseño de estructuras de pavimento-AASHTO 93.	71
Tabla 2.15. Efectos de la Subbase no Tratadas sobre los valores k. Fuente: Diseño de Pavimentos de Concreto – Método PCA 84.	86
Tabla 2.16. Efectos de la Subbase Tratadas con Cemento sobre los valores k. Fuente: Diseño de Pavimentos de Concreto – Método PCA 84.	87
Tabla 2.17. Factores de seguridad de carga. Fuente: Diseño de Pavimentos de Concreto – Método PCA 84.	89
Tabla 2.18. Parámetros de deterioro evaluados en MEPDG. Fuente: Guía de diseño de pavimentos Mecanico-Empirica MEPDG-15.	103
Tabla 2.19. Propiedades de drenaje en rodadura de pavimentos MEPDG. Fuente: Guía de diseño de pavimentos Mecanico-Empirica MEPDG-15.	111

CAPÍTULO 3.

Tabla 3.1. Datos de espectro de carga del eje Sencillo direccional de 2016. Fuente: Tesis: “Generación de espectros de carga vehicular de los años 2014, 2015 y 2016 para El Salvador.	133
Tabla 3.2. Datos de espectro de carga del eje Sencillo dual de 2016. Fuente: Tesis: “Generación de espectros de carga vehicular de los años 2014, 2015 y 2016 para El Salvador.	135
Tabla 3.3. Datos de espectro de carga del eje Tándem de 2016. Fuente: Tesis: “Generación de espectros de carga vehicular de los años 2014, 2015 y 2016 para El Salvador	136
Tabla 3.4. Datos de espectro de carga del eje Tridem de 2016. Fuente: Tesis: “Generación de espectros de carga vehicular de los años 2014, 2015 y 2016 para El Salvador	138
Tabla 3.5. Períodos de Diseño en Función del Tipo de Carretera.	139
Tabla 3.6. Estudio de Tráfico del Proyecto.	142
Tabla 3.7. Conteo de vehículos del Proyecto en porcentaje.	143
Tabla 3.8. Determinación de la clasificación vehicular en porcentajes del proyecto.	145
Tabla 3.9. Factor de distribución por carril en porcentaje. Fuente: Guía para Diseño de Estructuras de Pavimento, AASHTO 1993, Apéndice D, pág. D-2, D-3.	146
Tabla 3.10. Espaciamiento entre ejes.	148
Tabla 3.11. Temperaturas anuales de San Salvador (2020)	149
Tabla 3.12. Temperaturas máximas mensuales de San Salvador (2020).	151
Tabla 3.13. Temperaturas mínimas mensuales de San Salvador (2020).	152
Tabla 3.14. Error estándar.	155

Tabla 3.15. Correlación entre la resistencia a la compresión y el módulo de elasticidad E_c	157
Tabla 3.16. Valores del factor de pérdida de soporte L_s , por tipo de subbase o base. Fuente: AASHTO 1993.	160
Tabla 3.17. Relación agua-cemento según resistencia necesaria.	163
Tabla 3.18. Valores del factor de pérdida de soporte L_s , por el tipo de subbase o base.	167

CAPÍTULO 4.

Tabla 4.1. Datos generales para diseño	178
Tabla 4.2. Datos de entrada de WinPas para diseño 2.....	187
Tabla 4.3. Entrada general de parámetros de diseño para análisis estructural.	192
Tabla 4.4. Parámetros geométricos de ejes de ruedas.....	196
Tabla 4.5. Diferenciales térmicos.....	199
Tabla 4.6. Disposición de dovelas en la estructura de pavimento.	202
Tabla 4.7. Resumen de esfuerzos evaluados en la primera iteración.....	208
Tabla 4.8. Deformación máxima de la primera iteración.....	208
Tabla 4.9. Datos de entrada para el análisis de deterioros de la primera iteración.	210
Tabla 4.10. Resumen de esfuerzos evaluados en la segunda iteración.	224
Tabla 4.11. Deformación máxima de la segunda iteración.	224
Tabla 4.12. Resumen de esfuerzos evaluados en la tercera iteración.....	229
Tabla 4.13. Deformación máxima de la tercera iteración.....	229
Tabla 4.14. Resumen de resultados de alternativa de diseño 1 con losas largas.	234
Tabla 4.15. Entrada general de parámetros de diseño para análisis estructural.	235
Tabla 4.16. Dimensiones usadas para pasadores.	236
Tabla 4.17. Resumen de esfuerzos evaluados en la primera iteración.....	238
Tabla 4.18. Deformación máxima de la primera iteración.....	238
Tabla 4.19. Datos de entrada para el análisis de deterioros de la primera iteración.	239
Tabla 4.20. Resumen de esfuerzos evaluados en la segunda iteración.	244
Tabla 4.21. Deformación máxima de la segunda iteración.	245
Tabla 4.22. Resumen de resultados de alternativa de diseño 1 con losas cortas.	249
Tabla 4.23. Entrada general de parámetros de diseño para análisis estructural.	250
Tabla 4.24. Resumen de esfuerzos evaluados en la primera iteración del diseño 2 solución losas largas.....	251

Tabla 4.25. Deformación máxima de la primera iteración del diseño 2 solución losas largas.....	251
Tabla 4.26. Datos de entrada para el análisis de deterioros de la primera iteración diseño 2 solución losas largas. Fuente: Propia.....	252
Tabla 4.27. Resumen de esfuerzos evaluados en la segunda iteración.....	258
Tabla 4.28. Deformación máxima de la segunda iteración.	259
Tabla 4.29. Resumen de resultados de alternativa de diseño 2 solución con losas largas.....	263
Tabla 4.30. Entrada general de parámetros de diseño para análisis estructural.	264
Tabla 4.31. Resumen de esfuerzos evaluados en la primera iteración.....	264
Tabla 4.32. Deformación máxima de la primera iteración.	265
Tabla 4.33. Datos de entrada para el análisis de deterioros de la primera iteración.	266
Tabla 4.34. Resumen de esfuerzos evaluados en la segunda iteración.	271
Tabla 4.35. Deformación máxima de la segunda iteración.	271
Tabla 4.36. Resumen de esfuerzos evaluados en la tercera iteración.....	276
Tabla 4.37. Deformación máxima de la tercera iteración.....	276
Tabla 4.38. Resumen de resultados de alternativa de diseño 2 con losas cortas.	281
Tabla 4.39. Resultado del prediseño para el diseño 1.....	282
Tabla 4.40. Resultados comparativos del análisis de esfuerzos para el diseño 1.	283
Tabla 4.41. Resultados comparativos del análisis de deterioro para el diseño 2.	284
Tabla 4.42. Resultado del prediseño para el diseño 2.....	287
Tabla 4.43. Resultados comparativos del análisis de esfuerzos para el diseño 2.	288
Tabla 4.44. Resultados comparativos del análisis de deterioro para el diseño 2.	289

INTRODUCCIÓN.

Existen en general dos clases de estructuras de pavimento, los flexibles y los rígidos; la principal diferencia entre estos es la forma como reparten las cargas. Desde el punto de vista de diseño, los pavimentos flexibles están formados por una serie de capas y la distribución de la carga está determinada por las características propias del sistema de capas. Los rígidos tienen un gran módulo de elasticidad y distribuyen las cargas sobre un área grande, la consideración más importante es la resistencia estructural del concreto hidráulico

El pavimento es una estructura formada por distintas capas de materiales que permiten soportar las cargas vehiculares y/o de otros tipos. Además de resistir el tráfico también cumple otras funciones como la de proveer una superficie de rodadura uniforme, impermeable, antideslizante y resistente a los agentes del medio ambiente.

Tradicionalmente, para el desarrollo de estructuras de pavimentos de concreto hidráulico, se ha utilizado en nuestro país la guía AASHTO 93, la cual procede de enfoques empíricos, dando como resultado diseños de pavimentos técnicamente factibles de calcular y construir; sin embargo, estos métodos son basados explícitamente para carreteras con gran afluencia de tránsito y para vías de baja intensidad de tránsito pueden dar resultados de estructuras sobrediseñadas.

El objetivo principal para realizar la construcción de vías de baja intensidad es poder brindar un servicio social a las localidades en vías de desarrollo donde se pueda garantizar un alto nivel de seguridad y serviciabilidad a las personas que circularan por ellas.

En nuestro país no se ha realizado una investigación tan detallada sobre la metodología del método racional dado que se sigue utilizando los métodos de diseño empíricos. Es por esta razón que se pretende realizar esta investigación creando una alternativa de diseño de pavimento rígido por medio de la utilización del método racional o mecanicista- empírico, el cual pueda ser aplicado con las condiciones de las vías de baja intensidad de tránsito de nuestro país.

CAPÍTULO 1

“GENERALIDADES”

1.1 ANTECEDENTES.

A lo largo de la historia de la humanidad, el ser humano siempre ha tenido la necesidad de desplazarse y transportar cargas de un lugar a otro, teniendo que pasar por diferentes obstáculos naturales en el transcurso; como por ejemplo tormentas, inundaciones, ríos, valles, montañas, etc.

Aún antes de la invención de la rueda, la que se supone ocurrió hace unos diez mil años, es indudable que hubo movimientos individuales y en masa; muchas de las migraciones en los primeros períodos históricos involucraron gran número de personas y se cubrieron relativamente grandes distancias. Inicialmente, los viajes se realizaban a pie o en animales de carga, lo que llevó al desarrollo de rutas más o menos regulares que se extendieron hasta los límites del mundo conocido, este continuo tránsito por los caminos sirvió para compactar el terreno, constituyéndose como el primer paso en la evolución de los pavimentos.

Con el pasar del tiempo y la invención de la rueda, fue necesario crear caminos más resistentes que permitieran la circulación de vehículos de tracción animal en cualquier época del año y bajo distintas condiciones adversas. Se cree que los primeros caminos pavimentados surgieron en Mesopotamia hace unos 5500 años, posteriormente los pueblos Asirio y Egipcio construyeron una ruta entre Asia y Egipto alrededor del año 3500 A.C. Los Cartagineses por su parte construyeron un sistema de caminos de piedra a lo largo de la costa sur del Mediterráneo por el año 500 A.C.

El desarrollo de las grandes civilizaciones pasadas estuvo fuertemente ligado a la facilidad con que sus habitantes podían comunicarse unos con otros y establecer relaciones económico-sociales. Además, el mejoramiento sostenido de sus caminos significó durante mucho tiempo el dominio de sus territorios y la posibilidad de expandirse cada vez más.

Con el paso del tiempo, las actividades del ser humano se fueron diversificando y volviéndose más complejas; lo que obligó a mantener un estudio constante para el mejoramiento de las técnicas de construcción de caminos y carreteras, ya que estas obras fueron cada vez mayormente exigidas desde el punto de vista estructural y funcional, representando un reto diario para los Ingenieros de carreteras el lograr mejores vías con los recursos económicos, humanos y tecnológicos disponibles.

Para el desarrollo de cualquier nación es necesario tener la disponibilidad de una infraestructura vial idónea, dado que esto repercute de manera significativa en la conectividad de las estructuras productivas dispersas geográficamente dentro de una región y los socios comerciales a su alrededor.

Es por esta razón que la ingeniería de pavimentos se mantiene en constante estudio ante la cambiante necesidad de ir mejorando los procedimientos de diseños de pavimentos, que logren mejores desempeños en las estructuras de pavimentos y que a su vez permita la optimización de los costos de mantenimiento y rehabilitación de las vías y sobre todo de los costos de operación de los usuarios de los pavimentos.

Es así que, con el transcurso de los años, las estructuras de pavimentos se han ido diseñando en consonancia con los avances aportados por las investigaciones de campo y laboratorio efectuadas en la ingeniería vial. Esto hace que cada vez se requiera un mayor énfasis a las variables involucradas para el desarrollo de pavimentos, tal que estos resulten funcionales, seguros y económicos.

Históricamente, los primeros métodos de dimensionamiento de pavimentos de concreto estaban basados exclusivamente en consideraciones de fatiga mecánica, determinando mediante fórmulas matemáticas su espesor, de forma que las tensiones producidas por las cargas en el pavimento no den lugar a fenómenos de fatiga. Dichos métodos no permitían tener en cuenta una serie de factores de gran influencia en la durabilidad del pavimento, erosionabilidad de la base, existencia o no de hombros de concreto o de pasadores en las juntas, etc. Para olvidar esas limitaciones empezaron a desarrollarse métodos empíricos, basados en el comportamiento del servicio de los pavimentos, de los que el más conocido es el desarrollado a partir de los resultados del ensayo AASHTO (American Association of State Highways and Transportation Officials)

A partir de 1940 se han empleado métodos analíticos para el cálculo de esfuerzos, deformaciones, y desplazamientos en los pavimentos. En el año de 1943, estos métodos analíticos fueron desarrollados para estructuras de dos capas y luego en 1945 se desarrolló para estructuras de tres capas.

En 1956 se produjo un gran plan de desarrollo del sistema de carreteras en Estados Unidos. Parte de este plan fue un ambicioso programa de investigación

científica y ensayo a escala real orientada a desarrollar una metodología empírica que permitiría diseñar estructuras de pavimentos que tengan importancia previsible y confiable durante todo su ciclo de vida.

Luego, en el año de 1960 se desarrolla la llamada prueba AASHTO, que consistía en determinar relaciones significativas entre el comportamiento de varias secciones de pavimentos y las cargas aplicadas sobre ellas, o bien para determinar las relaciones significativas entre un número de repeticiones de ejes con cargas, de diferente magnitud y disposición, y comportamiento de diferentes espesores de pavimentos conformados con bases y sub bases.

Un año después de terminar la prueba AASHTO, para el año de 1961, salió publicada la primer guía AASHTO para el diseño de pavimentos de concreto hidráulico y de concreto asfáltico. Posteriormente, para el año de 1972 se realizó una revisión al método y se publicó como la guía de diseño AASHTO, para estructuras de pavimento 1972. Para 1981 se hizo una verificación a la guía de diseño específicamente para pavimentos de concreto con cemento Portland. Para 1986 se publicó una revisión de la “Guía para el diseño de estructuras de pavimento”. En 1993 se realizó una revisión del diseño de sobre carpetas de pavimento, dando como resultado correlaciones empíricas que al final constituyeron la guía de diseño de pavimento AASHTO 1993, la cual incluyo una cantidad limitada de secciones estructurales, en una sola localidad y con niveles de tráfico limitados, siendo esta guía la que se sigue utilizando en nuestro país (El Salvador).

En el año de 1998 se publicó un método alternativo de diseño de pavimentos, que corresponde a un “Suplemento a la guía de diseño de estructuras de pavimentos”. Entre los años 1998-2004, se realizó el Proyecto de Investigación 1-37A de la NCHRP (National Cooperative Highway Research Program). La investigación examinó la literatura relevante producida en Estados Unidos y del extranjero, además de conclusiones de investigaciones pasadas, prácticas de diseño vigentes, y bases de datos relacionadas con el análisis y el diseño de pavimentos, surgiendo como resultado el desarrollo de una guía de diseño basada en principios mecanicistas sólidos, y un software computacional.

Así surgió la necesidad de analizar estos temas y desarrollar una nueva Guía para el Diseño de Estructuras de Pavimentos Nuevos y Rehabilitadas, con métodos basados en principios mecánicos empíricos, al igual que el software necesario para su aplicación generalizada en otros países. Ante esto, se publicó la versión actual de la guía de diseño, a la que se está denominando como Guía AASHTO MEPGD, que es producto de la investigación realizada que ha sido dada a conocer para que sea aprobada y evaluada por los usuarios interesados del sector público y privado de los EE. UU.

En América Latina, países como Argentina, Chile, Colombia, Costa Rica, México, entre otros han tratado de llevar a cabo diseños de estructuras pavimento creando alternativas del método mecanicista empírico, realizando correlaciones y llegando a puntos intermedios entre el método Mecánico-Empírico AASHTO 2002 y el método empírico AASHTO 1993, siendo algunos países de Sur América

los primeros en adaptar dicha metodología para pavimentos de concreto hidráulico y en países como México y Costa Rica esta metodología es utilizada solo para pavimentos flexibles.

1.1.1 DESARROLLO DE LOS PAVIMENTOS EN EL SALVADOR.

El inicio de las carreteras en nuestro país se dio a partir de la fundación de la Villa de San Salvador en 1528, con lo cual fueron trazadas las calles, plazas e iglesias. En aquellos días las calles eran únicamente de tierra, y solo las principales eran reforzadas con piedras, debido a que el transporte utilizado eran los carretones y los caballos.



Figura 1.1. Calle empedrada en San Salvador a principios del siglo XX. Fuente: “De la hacienda a los puertos. Los caminos en los primeros años de la república del salvador, siglo XVIII”

Los trabajos de pavimentación en la red vial de San Salvador comenzaron en 1912 por parte de la firma inglesa S. Pearson & Sons, pero estos fueron interrumpidos debido a la primera guerra mundial y a la falta de fondos. Con la

llegada del automóvil alrededor del año 1915, y poco después del camión y del autobús, se motivaron las primeras mejoras significativas de las arterias y fue así como en 1916 se construyó la que se considera la primera carretera de nuestro país, siendo la que de San Salvador conduce al Puerto de La Libertad, posteriormente se construye la Carretera Panamericana.

A partir de 1920 partes del centro de San Salvador se pavimentaron con asfalto y otras utilizando concreto. Luego, entre los años de 1921 y 1928 se dio un gran avance en la construcción de pavimentos, tanto del tipo asfáltico como de concreto hidráulico. En el año 1930 se construye la carretera Troncal del Norte, que parte desde San Salvador y conduce a la frontera con Honduras, nueve años más tarde se construye la Ruta Militar, que de San Miguel conduce a Santa Rosa de Lima, pasando por El Divisadero y uniendo la carretera Panamericana.

1.1.2 DESARROLLO Y CONSERVACIÓN DE LAS CARRETERAS EN EL SALVADOR.

La red de carreteras de un país forma la espina dorsal de su economía y representan una inversión enorme en millones de dólares, que permite el movimiento seguro y eficiente de la gente y de mercancías. Las decisiones económicamente factibles y técnicas sanas sobre diseño, la construcción, el mantenimiento, la rehabilitación, y la reconstrucción de los pavimentos de la carretera son cruciales para preservar la red de la carretera en condiciones aceptables.

En El Salvador, se ha venido trabajando en el mantenimiento, reparación y construcción de pavimentos rígidos y flexibles para vías de baja intensidad de tránsito a través del Gobierno Central y en los últimos años, a través de las municipalidades.

Entre el periodo comprendido entre los años 1932 y 1943, con el apoyo de la Dirección General de Caminos, la entidad encargada en ese entonces del mantenimiento, construcción y reconstrucción de la red vial interdepartamental y rural, se inició la construcción de la red de caminos rurales que servirían para unir las zonas agrícolas y poblacionales, dándole prioridad a los caminos ubicados en la meseta central del país, propiciando así el desarrollo de distintas poblaciones tales como: Santa Ana, Santa Tecla, Cojutepeque, San Vicente y San Miguel.

Para el período comprendido entre 1955-1961, se construyó la Carretera del Litoral, paralela a la construcción de la Carretera Panamericana (CA-1), con un sistema de caminos de alimentación.

Inicialmente, las carreteras en nuestro país tenían un período de diseño de 20 años y la mayoría de estas carreteras poseían superficies de tierra o empedradas, posteriormente se utilizó el Macadam, el cual luego fue reemplazado por concreto asfáltico y mezclas en frío.

El pavimento asfáltico se usó originalmente para las vías de la capital del país (San Salvador), y luego fue aplicado en las carreteras; La primera carretera asfaltada fue la que une San Salvador y Santa Tecla.

La expansión y mantenimiento de la red vial de nuestro país se vio reducida durante la década de los 80's, debido a múltiples factores que surgieron en esa época y que provocaron una gran pérdida de la serviciabilidad de nuestros caminos. Posteriormente, en años recientes, las inversiones en infraestructura vial cobraron fuerza debido a la necesidad de nuevas carreteras, además, el aumento de la población y de las actividades productivas, así como la entrada en vigencia de tratados de libre comercio, ha hecho que muchas de las vías de circulación existentes ya no tengan la suficiente capacidad para prestar sus servicios adecuadamente.

Luego se llevó a cabo el programa de caminos rurales sostenibles del Ministerio de Obras Públicas (MOP), esto como parte de todo el estudio que se realizó a las vías de baja intensidad de tránsito. Mediante el apoyo del Fondo de Conservación Vial (FOVIAL), dependencia del Ministerio de Obras Públicas, a partir del 30 de noviembre del año 2000, se comienza a dar mantenimiento a las carreteras existentes del país.

En El Salvador, la experiencia vivida con el diseño y construcción de pavimentos de concreto hidráulico para vías de baja intensidad de tránsito se llevó a cabo por medio del Programa de Caminos Rurales Sostenibles del Ministerio de Obras Públicas. Los tramos ejecutados fueron:

- Ilobasco – El Rosario – San Rafael Cedros
- Autopista Comalapa km 40 – El Achiotal – Las Hojas
- Jujutla – CA-08

Además, también se pavimentaron algunas vías que, aunque no son rurales, si son de baja intensidad de tránsito, por ejemplo:

- La Calle Norberto Morán y la Calle Isaac Esquivel en el Municipio de Nejapa
- Las Calles internas de la Ciudad de San Vicente
- 9 a. Calle Oriente en el municipio de Ciudad Delgado

1.2 PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA.

El diseño de pavimentos consiste en la determinación de los espesores de cada capa que constituye la sección estructural del pavimento, la cual permitirá soportar las cargas durante un periodo de tiempo determinado. Existen diferentes métodos de diseño de pavimentos, los cuales toman en cuenta principalmente los siguientes factores: tránsito o condiciones de carga, características del suelo de cimentación, características de los materiales que constituyen las capas del pavimento, agentes ambientales y periodo de diseño.

Existen diferentes metodologías para el diseño de pavimentos rígidos, tanto si se quiere partir del método universal AASHTO, como si se quiere ir por aplicaciones empresariales como el PCA o métodos más institucionales como lo es el INVIAS, todos con aplicaciones prácticas para carreteras con grandes aforos de tránsito, en nuestro país se utilizan más que todo metodologías básicamente empíricas en donde el diseño se basa más en las propiedades físicas de los materiales y algún índice de resistencia como lo marcaba la guía AASHTO 1993.

En nuestro país el diseño de pavimentos ya sea rígidos o flexibles se rige por la SIECA, pero se debe mencionar que la SIECA contempla Esal's, como la principal variable de diseño, esto limita que el diseño sea para vías de tránsito con gran o media afluencia.

El diseño de pavimentos se ve limitado principalmente de los recursos, el suelo y las cargas a la que este será sometido, dicho esto para vías de baja intensidad, los diseño según SIECA suelen ser costosos o muy sobrados a la hora del uso que se le dará a este.

En nuestro medio puede especificarse según el texto *ingeniería de tránsito: Fundamentos y aplicaciones* las vías en carreteras y calles, ya sean estas carreteras tanto para zona rural y urbana; y las mismas carreteras y calles en principales (arterias), secundarias (colectoras) y locales, en este caso así lo reconocemos en nuestro medio normalmente, para especificaciones técnicas se desglosan en la tabla 1.1.

TPDA (Unidades en vehículos)		Clasificación
Mínimo	Máximo	
5000	20000	A4
3000	5000	A2
1500	3000	B
500	1500	C
100	500	D
	100	E

Tabla 1.1. Especificación tipo de carreteras según TPDA

Fuente: Manual Centroamericano de Normas para el Diseño

Geométrico de las Carreteras Regionales SIECA.

También existe la clasificación que la SIECA presenta la cual se resume en la

Tabla 1.2.

Clasificación funcional de las carreteras Regionales, Volúmenes de Tránsito, Número de carriles y Tipo de Superficie de Rodadura.								
TPDA	>20,000		20,000 – 10,000		10,000 – 3,000		3,000 - 500	
	C	S	C	S	C	S	C	S
Clasificación Funcional								
AR – Autopistas Regionales	6 – 8	Pav.	4 – 6	Pav.				
TS – Troncales Suburbanas	4	Pav.	2 – 4	Pav.	2	Pav.		
TR – Troncales Rurales	4	Pav.	2 – 4	Pav.	2	Pav.		
CS – Colectoras Suburbanas			2 – 4	Pav.	2	Pav.	2	Pav.
CR – Colectoras Rurales					2	Pav.	2	Pav.

TPDA = Tránsito promedio diario anual; C = Número de carriles; S= Superficie de rodadura; Pav. = pavimentadas

Tabla 1.2. Especificación tipo de carreteras según SIECA.
Fuente: Manual Centroamericano de Normas para el Diseño geométrico de las carreteras regionales, SIECA, 2001.

En nuestro caso, las vías de baja intensidad se especifican como las vías colectoras o locales (calles secundarias) en el medio social y vías tipo E y D según su TPDA.

Para este tipo de vías los TPDA son muy bajos, por ende, las estructuras de pavimentos necesarios no son tan rígidamente diseñadas debido a que SIECA, como se observa en la imagen 1 agrupa las vías tipo C y D como TPDA de 3000 a 500 e ignora menores a estos.

Dado que los diseños de estructuras de pavimentos se mantienen en continua evolución, hoy en día existen metodologías racionales que combinan aspectos empíricos como mecanicistas, de tal manera que se logre determinar las posibles respuestas que tendrá el pavimento ante situaciones de carga y clima, utilizando para ello modelos matemáticos y software.

Gracias a que las técnicas de diseños de pavimentos fueron evolucionando en el mundo entero, ahora se puede hacer uso de la guía AASHTO MEPDG 2015, el cual da el enfoque del método racional. Aunque se tienen problemas para la aplicación de este método en Latinoamérica debido a la naturaleza de la guía que fue desarrollada específicamente para los EE. UU., donde las condiciones climáticas y de intensidad de tránsito son muy diferentes a las que poseemos en nuestra región.

Dado esto, la problemática sería la aplicación del método racional en la región de manera de adaptarlo a las condiciones tanto de sociedad, recursos y clima de nuestra región.

Además de adaptar un método diseñado en base a las condiciones americanas, también se quiere realizar el estudio para vías de menor afluencia (baja intensidad de tránsito) las cuales vistas en los otros métodos anteriormente

mencionados no están contemplados por la baja carga vehicular que estas tienen y se asumen que están cubiertas por los valores mínimos especificados en las normas de cada uno de los diferentes métodos, que muchas veces encarecen la construcción de los pavimentos diseñados por el sobrediseño que se le da a estas.

1.3 OBJETIVOS.

1.3.1 OBJETIVO GENERAL.

Presentar un diseño de pavimento rígido para vías urbanas que pueda ser aplicable en vías de baja intensidad de tránsito con base en un método racional.

1.3.2 OBJETIVOS ESPECIFICOS.

- Investigar acerca de los pavimentos rígidos y las vías de baja intensidad, su uso y características.
- Identificar las variables y parámetros requeridos para el diseño racional de la estructura de un pavimento rígido.
- Calcular los espesores de la estructura del pavimento rígido utilizando el método racional.
- Dar a conocer los adecuados procesos constructivos.
- Proponer medidas de control para mantener la durabilidad y funcionamiento de la estructura.

1.4 ALCANCES Y LIMITACIONES.

1.4.1 ALCANCES.

- Definir y delimitar el tema de estudio, así como también el documentar de la guía ASSHTO MEPDG 2015 (Guía de diseño de pavimentos empírico-mecanicista, un manual de práctica).
- Diseñar una alternativa de diseño de estructura de pavimento rígido mediante el uso del método racional, enfocado en caminos de baja intensidad de tránsito utilizando la guía AASHTO y el modelaje por medio del uso de diversos softwares.
- Proponer de manera general el proceso constructivo y el control que se debe tener para la durabilidad y el buen funcionamiento de la estructura diseñada.

1.4.2 LIMITACIONES.

- Debido a las condiciones actuales por la pandemia del COVID-19 y la inseguridad a nivel nacional, el trabajo se limitará a realizarse de manera teórica.

1.5 JUSTIFICACIÓN.

El objetivo principal para la construcción de vías de baja intensidad es el poder brindar un servicio social a las localidades en vías de desarrollo donde se pueda garantizar un alto nivel de seguridad y serviciabilidad a las personas que circularan por ellas.

En nuestro país no se ha realizado una investigación tan detallada sobre la metodología del método racional, dado que se sigue utilizando los métodos de diseño empíricos. Es por esta razón que se pretende ejecutar esta investigación creando una alternativa de diseño de pavimento rígido, el cual pueda ser aplicado con las condiciones de las vías de baja intensidad de tránsito de nuestro país, en la que se consideren los parámetros básicos que garanticen la estabilidad de las obras, guardando un equilibrio entre lo técnico y lo económico, con el fin de brindar una herramienta de consulta para los entes territoriales.

Es por ello que se pretende utilizar el método de diseño de la guía AASHTO MEPDG para el diseño de pavimentos para vías de baja intensidad de tránsito, Es por ello que se pretende utilizar el método de diseño de la guía AASHTO MEPDG para el diseño de pavimentos para vías de baja intensidad de tránsito donde se pretende realizar un diseño tomando en cuenta las condiciones para vías de bajo tráfico (según la normativa vigente para nuestro país) en las cuales su TPDA debe ser menores de 400.

CAPÍTULO 2. “MARCO TEÓRICO”.

2.1 GENERALIDADES SOBRE PAVIMENTOS.

2.1.1 DEFINICIÓN ACTUAL DE PAVIMENTO RÍGIDO.

Un pavimento puede definirse como la capa o conjunto de capas de materiales apropiados, comprendidas entre el nivel superior de la subrasante y la capa de rodadura, cuyas principales funciones son las de proporcionar una superficie de rodamiento uniforme, de color y textura apropiada, resistente a la acción del tránsito, a la del intemperismo y otros agentes perjudiciales; así como de transmitir adecuadamente los esfuerzos a la subrasante, de modo que esta no se deforme de manera perjudicial.

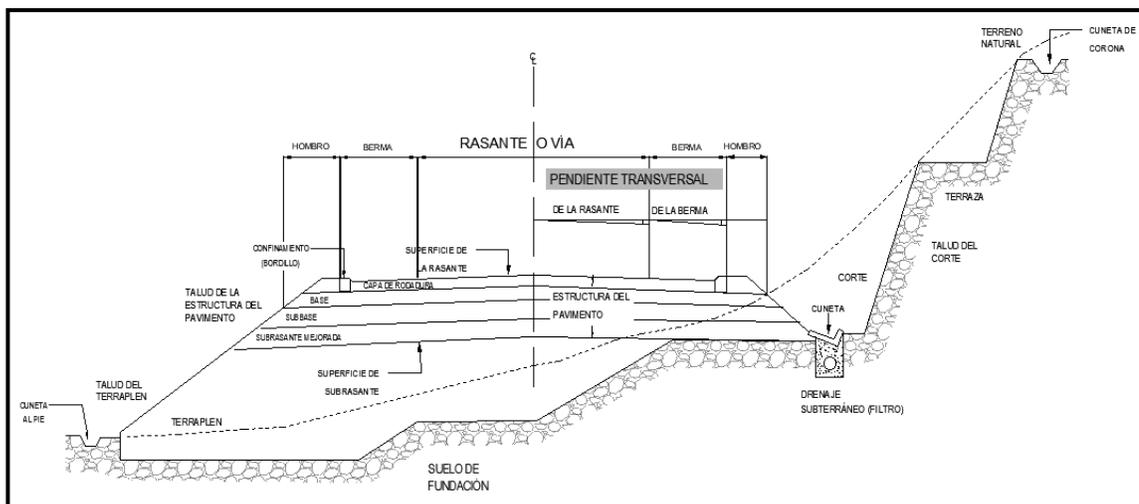


Figura 2.1. Estructura de un pavimento dentro de la sección transversal de una vía. Fuente: Tesis: "Desarrollo de la Alternativa de Diseño de Estructura de Pavimento de Concreto Hidráulico mediante el método Mecanicista Empírico en El Salvador".

2.1.2 ELEMENTOS QUE CONFORMAN LA ESTRUCTURA DE UN PAVIMENTO RÍGIDO.

La estructura de un pavimento se encuentra formada por diferentes capas las cuales son:

- Subrasante
- Subbase
- Base
- Capa de rodamiento

No siempre se encontrarán todas las capas detalladas. En esos casos, la ausencia de una o varias de ellas dependerá de factores como la capacidad de soporte del terreno de fundación, la clase de material que se utilice, el tipo de pavimento, la intensidad de tránsito, cargas de diseño, etc. *Ver Figura 2.2.*

Corte transversal.

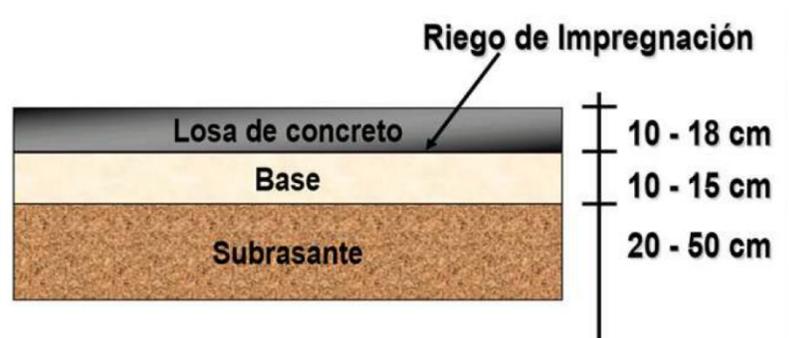


Figura 2.2. Representación gráfica de una estructura de pavimento rígido típica. Fuente: Catedra Pavimentos 1, Universidad Tecnológica Nacional.

2.1.2.1 SUBRASANTE.

La subrasante también llamada suelo soportante es la superficie terminada de la carretera a nivel de suelo natural, el cual puede ser un corte o un relleno, la cual sirve como fundación para todo el paquete estructural de un pavimento.

El espesor del pavimento dependerá en gran parte de la calidad de la subrasante, por lo que esta debe cumplir con los requisitos de resistencia, incompresibilidad e inmunidad a la expansión y contracción por efectos de la humedad, por consiguiente, el diseño de un pavimento es esencialmente el ajuste de la carga de diseño por rueda a la capacidad de la subrasante.

Existen dos condiciones básicas que debe cumplir la subrasante, y son:

- Debe mantener el mayor valor de soporte posible, ya que cuanto más fuerte se considere esta superficie menor será el costo de las capas superiores.
- El movimiento vertical debe ser mínimo, de esta forma, las ondulaciones en la superficie serán menores y el rodamiento vehicular será más suave.

a) Materiales

Estos deben estar libres de vegetación y materia orgánica, de lo contrario, el material deberá reemplazarse por material adecuado o considerar la estabilización de los suelos subyacentes. Los materiales apropiados para capa de subrasante, son los suelos de preferencia granulares con porcentajes de hinchamiento según ensayos AASHTO T-193. Según la AASHTO M-145 los suelos clasificados A-8, son materiales inadecuados, ya que son orgánicos

constituidos por materiales vegetales o fangosos; cuando en la subrasante aparezcan áreas con este tipo de material deberá remplazarse por otro que llene los requisitos para subrasante removiendo primero el material inapropiado.

b) Compactación

Para compactarse la capa de subrasante el espesor de esta debe escarificarse, homogeneizarse, mezclarse, conformarse y compactarse en su totalidad, hasta lograr la densidad máxima según lo determine la especificación técnica. (AASHTO T-180, AASHTO T-134 o AASHTO T-99).

2.1.2.2 BASE.

Constituye la capa intermedia entre la capa de rodamiento y la subbase y se compone de materiales pétreos con buena distribución granulométrica. Entre sus funciones tenemos:

- Drenar el agua que se filtra a través de las carpetas y hombros.
- Resistir los cambios de temperatura, humedad y la desintegración por abrasión producida por el tránsito.
- Reducir los esfuerzos cortantes que se transmiten a las capas inferiores.
- Proveer suficiente resistencia para recibir la carga de la superficie arriba de ella, y transmitirla a un nivel de esfuerzo adecuado a la capa siguiente, que puede ser una subbase o una subrasante.
- Función económica, permite reducir el espesor de la carpeta asfáltica, que es la más costosa.

Existen tres tipos de bases que se pueden utilizar en el diseño de los pavimentos las cuales son:

a) Base Granular.

Material constituido por piedra de buena calidad, triturada y mezclada con material de relleno o bien por una combinación de piedra o grava, con arena y suelo, en su estado natural. Todos estos materiales deben ser clasificados para formar una base integrante de la estructura de pavimento. Su estabilidad dependerá de la graduación de las partículas, su forma, densidad relativa, fricción interna y cohesión, y todas estas propiedades dependerán de la proporción de finos con respecto al agregado grueso.

Antes de tener el material de base, el material de Subbase debe tener la compactación especificada. Cuando el espesor de base sea mayor de 20 centímetros, se tendrá que hacer la compactación por capas, siempre que estas no sean mayores de 20 ni menores de 10 centímetros. Además, se tiene que humedecer la superficie entre capas, para conseguir una mejor adhesión entre estas y así evitar deslizamientos.

Requisitos generales

- Espesor mínimo= 10 cm
- Tamaño máximo < 1/3 del espesor
- P200<15 %
- Desgaste Los Ángeles < 50 %
- Índice de plasticidad no mayor de 10 %

- Límite líquido no mayor de 40 %
- Equivalente de arena mayor de 25 %
- Valor de soporte de California (CBR) a densidad máxima y humedad óptima, mayor de 25 %

Recomendaciones

- No emplear capas mayores de 20 cm
- Deberá especificarse una densidad mínima del 98 % del T-180

b) Base estabilizada con materiales cementantes.

Corresponde a la mezcla de suelo, con cemento la cual es compactada por medios mecánicos. Entre las ventajas que ofrece este tipo de base es el aprovechamiento de los materiales locales, también ayuda al incremento de la resistencia a la erosión, evita la consolidación por cargas y mejora su transferencia dando como resultado menores deflexiones e incremento de la rigidez de apoyo.

Entre algunas características de las bases estabilizadas con cemento tenemos:

- Espesor mínimo: 10 cm
- Tipo de suelo recomendado para tránsito pesado: A1, A2-4, A2-5 y A3
- Tamaño máximo: 75 mm
- Contenidos de cemento: de 2% a 5%
- Resistencia a Compresión de 2,1 a 5,5 MPa. (21-55 Kg/cm²)
- Resistencia a Flexión de 0,7 MPa a 1,4 MPa. (7-14 Kg/cm²)

- Módulo de elasticidad: 600.000 a 1.000.000 psi (de 4100 a 6900 MPa).

c) Base estabilizada con asfalto:

Es la combinación de suelos con asfalto, mejora las condiciones de estabilidad y resistencia a la humedad, proporcionando mejor distribución de las cargas ocasionadas por el tránsito a las capas subyacentes de la estructura del pavimento.

La mezcla debe ser uniformemente compactada, hasta lograr la densidad máxima según AASHTO T-134 y T-191 y debe ejecutarse en capas no mayores de 30 ni menores de 15 centímetros. En caso de que el espesor de la base estabilizada con material bituminoso sea muy alto, la compactación debe hacerse por capas de 15 centímetros y no debe tenderse la siguiente capa antes de transcurrido el tiempo mínimo de curado de la inmediata inferior.¹

¹ Manual Centroamericano para Diseño de Pavimentos SIECA, Capítulo 5 pag.8

2.1.2.3 CAPA DE RODADURA.

Formada por una o varias capas que se colocan sobre la base, dichas capas consisten en materiales granulares con o sin liga, y por lo general son de concreto hidráulico. Este es el elemento del pavimento sobre el cual circulan directamente los vehículos y peatones. Las funciones que esta capa debe cumplir son:

- Recibir y absorber en primera instancia el peso de los vehículos que circulan sobre la vía.
- Minimizar sensiblemente los esfuerzos que se transmiten hacia la terracería
- Si la rodadura posee un espesor mayor o igual a cinco centímetros, se considera que trabaja junto al resto de capas para soportar las cargas y distribuir los esfuerzos, aunque esa no sea su función desde el punto de vista estructural.
- Proveer una superficie estable para el tránsito, uniforme, prácticamente impermeable, con una textura y color convenientes y que a la vez sea capaz de resistir los efectos abrasivos del tráfico.

2.1.2.4 SELLO O RIEGO DE IMPREGNACIÓN.

Se coloca en algunas ocasiones sobre la capa de rodamiento y está formado por una mezcla bituminosa de asfalto o alquitrán. Sobre esta carpeta se coloca a veces, un riego de arena o chispa, y su función es la de lograr la impermeabilización de la capa de rodamiento, a fin de evitar la infiltración de las aguas de lluvia.

2.1.3 TIPOS DE PAVIMENTO RÍGIDO.

2.1.3.1 PAVIMENTO RÍGIDO SIMPLE.

De acuerdo a su definición, son pavimentos que no presentan refuerzo de acero ni elementos para transferencia de cargas. En ellos, el concreto asume y resiste tensiones producidas por el tránsito y el entorno, como las variaciones de temperatura y humedad.

Este tipo de pavimento es aplicable en caso de tráfico ligero y clima templado y generalmente se apoyan sobre la subrasante. En condiciones más severas requiere de subbases tratadas con cemento, colocadas entre la subrasante y la losa, para aumentar la capacidad de soporte y mejorar la transmisión de cargas. Están constituidas por losas de dimensiones relativamente pequeñas, en general menores de 6m de largo y 3.5 m de ancho. Los espesores varían de acuerdo al uso previsto. En calle de urbanizaciones residenciales de 10.00 y 15.00 cm, en las denominadas colectoras entre 15.00 y 17.00 cm En carreteras se obtienen espesores de 16.00 cm En autopistas y aeropistas más solicitadas de 20.00 cm o más.

2.1.3.2 PAVIMENTO RÍGIDO REFORZADO.

Tiene espaciamientos mayores entre juntas (entre 6.10 y 36.60m) y llevan armadura distribuida en la losa a efecto de controlar y mantener cerradas las fisuras de contracción.

Los elementos de transferencia de carga(dovelas) son pequeñas barras de acero, que se colocan en la sección transversal del pavimento en las juntas de contracción. Su función estructural es transmitir las cargas de una losa a losa contigua, mejorando así las condiciones de deformación en las juntas. De esta manera se evitan los desplazamientos verticales diferenciales (escalonamiento).

Este tipo de pavimento es recomendable para tráfico diario que exceda 500 ejes equivalentes a 8.2 toneladas con espesores de 15.00 cm o más.

2.1.3.3 PAVIMENTO RÍGIDO REFORZADO CONTINUO.

Tiene armadura continua longitudinal y no tiene juntas transversales, excepto juntas de contracción. La armadura transversal es opcional en este caso. Estos pavimentos tienen más armadura que las juntas armadas y el objetivo de esta armadura es mantener un espaciamiento adecuado entre fisuras y que estas permanezcan cerradas.

2.1.3.4 PAVIMENTO RÍGIDO DE CONCRETO PRETENSADO.

El desarrollo de los pavimentos de concreto pretensado es limitado, habiéndose aplicado principalmente en aeropuertos, como sucedió en la primera experiencia en el aeropuerto de Orly (Paris), realizado por Freyssinet en 1948 y posteriormente el aeropuerto de Rio de Janeiro.

En el diseño se trata de compensar el costo del pretensado la disminución del espesor del pavimento. También se ha utilizado cuando no se cuenta con agregados en sitio.

2.1.3.5 PAVIMENTO RÍGIDO CON CONCRETO REFORZADO CON FIBRAS.

Pavimento que incorpora fibras metálicas a la mezcla de concreto, o de propileno, carbono, etc. Aplicadas como refuerzo secundario, pero se postula que las fibras tienen efectos refuerzo principal.

Esta tecnología que data de los años 70, se ha desarrollado con éxito para casos específicos, como pavimento de aeropuertos y sobre capas delgadas de refuerzo no son económico por lo el mantenimiento y diseño por lo tanto no se ocupan tanto en nuestro medio.

Para los materiales a utilizar se ocupa Cemento tipo Portland los cuales deben ajustarse a las normas AASHTO M-85 para cemento portland y AASHTO M-240 para cementos hidráulicos mezclados.

El cemento Portland debe cumplir con las especificaciones indicadas en la tabla de la tabla 2.1.

Especificaciones para el Cemento Portland	
AASHTO	Referencia
T – 89	Finura del cemento (por turbidímetro)
T – 105	Composición química del cemento
T – 106	Resistencia a la compresión del mortero del cemento
T – 107	Expansión del cemento en autoclave
T – 127	Muestreo del cemento
T – 131	Tiempo de fraguado (agua de Vicat)
T – 137	Contenido de aire del mortero de cemento
T – 153	Finura del cemento (permeámetro)
T – 154	Tiempo de fraguado (aguja de Gilmore)
T – 186	Endurecimiento inicial del cemento

Tabla 2.1. Especificaciones del cemento Portland.

Fuente: Manual Centroamericano de Especificaciones para la Construcción de Carreteras y Puentes Regionales, SIECA, 2001.

Para los agregados finos se debe considerar un agregado fino natural o manufacturado compuesto por partículas duras y durables, de acuerdo con AASHTO M-6, Clase B.

Para los agregados gruesos deben considerarse en gravas o piedras trituradas parcialmente o sin triturar, de acuerdo con la norma AASHTO M-80.

Para el agua de mezclado o lavado de material debe ser preferiblemente potable, limpia y libre de cantidades perjudiciales de aceite, ácidos, alcalisis, azúcar, sales como cloruros o sulfatos, material orgánico y otras sustancias que puedan ser nocivas al concreto o al acero.

Para el uso de aditivo, este tiene por objetivo mantener o mejorar esencialmente la composición y rendimiento del concreto de la mezcla básica. Entre estos tenemos la ceniza volante que debe usarse como un aditivo y no como un

sustituto del cemento portland, además debe cumplir con la norma ASSHTO M-295.

También tenemos los aditivos químicos que son aquellos que sin cambiar características naturales del concreto hidráulico ayudan en los diferentes procesos de construcción, siendo estos: inclusores de aire según AASHTO M-195, reductores de agua según AASHTO M-194, acelerantes y desacelerantes de fraguado según AASHTO M-194.

2.2 FINALIDAD DE LOS PAVIMENTOS.

El pavimento es el elemento primordial de la infraestructura vial, y como tal debe cumplir una serie de funciones para garantizar un servicio adecuado a los usuarios.

2.2.1 FINALIDAD DE TIPO ESTRUCTURAL.

La estructura del pavimento debe cumplir con la función de distribuir las cargas impuestas por las ruedas de los vehículos sobre áreas suficientemente amplias para poder evitar tensiones (superiores a la capacidad máxima admitida) en la capa inferior del pavimento.

Se sabe que la carga de la rueda en realidad es aplicada sobre un área muy reducida de la superficie del pavimento, causando grandes tensiones. Sin embargo, estas tensiones van disminuyendo con la profundidad debido a que el

nivel de tensiones disminuye desde la capa superior a la inferior en las estructuras de pavimento.

2.2.2 FINALIDAD DE TIPO FUNCIONAL.

La estructura del pavimento está relacionada con los requisitos del usuario de tener un viaje confortable.

La calidad del manejo se mide en términos del Índice de Regularidad Internacional (IRI), el cual permite evaluar las deformaciones verticales de un camino, que afectan la dinámica de los vehículos que transitan sobre él. Es por ello que este índice se utiliza como un control receptivo en los proyectos de infraestructura vial y es uno de los criterios utilizados al momento de tomar decisiones con respecto al mantenimiento, rehabilitación o reconstrucción de pavimentos.

Entre los tipos de deterioro que se pueden presentar en los pavimentos se tienen: fisuras longitudinales y/o transversales, roturas, piel de cocodrilo, baches, ahuellamientos, entre otros, los que afectan la integridad estructural de los pavimentos y el nivel de servicio que estos pueden ofrecer.

2.2.3 FINALIDAD EN ASPECTO DE LA SEGURIDAD.

Está relacionada con el desarrollo de la resistencia friccional y la interacción pavimento-rueda. La fricción se asegura con la elección de los materiales y diversos tratamientos superficiales que se le puede dar al pavimento. Otra

característica relacionada con la seguridad es la reflectividad de la superficie del pavimento.

Organismos internacionales como la “American Society of Testing Material” (ASTM) y la “European Committee for Standardization” (CEN) definieron parámetros que son evaluados cuantitativamente y están basados en la reflectividad o capacidad de los materiales para reflejar la luz de su entorno.

Estos parámetros son el Coeficiente de Retroluminancia Reflejada (RL) y el Coeficiente de Iluminancia Bajo Iluminación Difusa (Qd). También, cabe destacar que se han creado diversidad de equipos denominados “Retroreflectómetros”, por medio de los cuales se determinan los coeficientes anteriormente mencionados y se debe cumplir con los parámetros establecidos por el MOPTVDU.

2.3 CLASIFICACIÓN DE LAS CARRETERAS CONFORME EL MINISTERIO DE OBRAS PÚBLICAS Y DE TRANSPORTE (MOPT).

El Ministerio de Obras Públicas y de Transporte de El Salvador es una institución estatal que opera principalmente en el sector de infraestructura vial creado bajo decreto legislativo en 1917, bajo el nombre de Ministerio de Fomento y Obras Públicas.

En la actualidad el Ministerio de Obras Públicas, cuenta con dos Viceministerios: de **Transporte**, que tiene como trabajo principal la reglamentación del tráfico, así

como de los transportes aéreos, terrestre y marítimos, además de la división de **Obras Públicas**, que es el encargado, según su organigrama institucional, de dirigir la planificación, construcción y mantenimiento de la infraestructura vial del país.

La Dirección de Planificación de la Obra Pública presenta normas de diseño² según la clasificación de carreteras, así como secciones tipo (*ver anexo 1*).

2.3.1 CRITERIOS DE DISEÑO.

Los parámetros utilizados para el criterio de diseño son los siguientes:

Velocidad de diseño

Es la máxima velocidad segura y cómoda que puede ser mantenida en una sección determinada de una vía. La velocidad de diseño a través del trazado debe ser tal, que los conductores no sean sorprendidos por cambios bruscos y/o muy frecuentes.

² Normas de Diseño, Clasificación de Carreteras, Secciones Típicas; Ministerio de Obras Públicas, Transporte, Vivienda y Desarrollo Urbano, Viceministerio de Obras Públicas, Dirección de Planificación de la Obra Pública.

Pendiente máxima

Es la máxima relación entre la altura que salvamos cuando ascendemos por la carretera y la distancia que nos desplazamos horizontalmente, expresado en porcentaje (%), que no afecta el rendimiento de los vehículos.

Radio mínimo

Mínimo valor de radio de la curva que genera la fuerza centrífuga que se puede contrarrestar con valores de peralte establecidos. Este es el principal factor que afecta la seguridad en curvas horizontales.

Distancia mínima entre curvas horizontales

Es más probable que los accidentes ocurran en tramos curvos que en tramos rectos, un vehículo no puede cambiar instantáneamente de moverse en línea recta a moverse en un arco circular, sino que le llevará alguna distancia cambiar su trayectoria.

Distancia mínima de visibilidad

Longitud continua hacia adelante de la carretera, que es visible al conductor del vehículo para poder ejecutar con seguridad las diversas maniobras a que se vea obligado o que decida efectuar, cuando las condiciones atmosféricas y del

tránsito son favorables. Las tres consideraciones más importantes en la distancia de visibilidad para el diseño de vías son:

1. Distancia de visibilidad de parada: distancia necesaria para que el conductor de un vehículo pueda detenerlo antes de llegar a un obstáculo que aparezca en su trayectoria al circular a la velocidad específica del elemento en el cual transita.
2. Distancia de visibilidad de rebase: distancia necesaria para que un vehículo pueda adelantar a otro que circula a menor velocidad, en presencia de un tercero que circula en sentido opuesto, en el momento en que pueda divisarlo y sin que luego desaparezca de su vista hasta finalizar dicha maniobra.
3. Distancia de visibilidad en intersecciones: distancia antes de una intersección que está libre de obstrucciones y que permite al conductor determinar si es o no el cruce seguro para maniobrar.

Ancho de la vía

Influye en el confort de los conductores durante la tarea de conducción, se define en función de la categoría de la carretera, tipo de terreno, velocidad de diseño, entre otros aspectos. Ayuda a establecer que parte de los vehículos van a circular por el carril al cual se le desea diseñar el pavimento.

Ancho del pavimento

Ancho del carril sobre el cual transitarán los vehículos.

Ancho de bermas

Las bermas u hombros, incrementan la capacidad de la vía al generar en el conductor la sensación de amplitud en la sección, se usa para que los vehículos, que por razones de emergencia tengan que salir de la vía principal, puedan estacionarse sobre ella y así no interrumpir el flujo continuo de la vía, y como zona de desvío por condiciones de seguridad vial debido a eventos que alteren el tránsito normal.

Es importante que el ancho del hombro esté libre de cualquier obstáculo lateral y tener las mismas condiciones de rodadura de la calzada principal.

Ancho de rodadura en los puentes

La capa de rodadura está en contacto directo con los efectos combinados del tránsito y la intemperie, teniendo como principal propósito proporcionar una superficie cómoda y segura para el tránsito de los vehículos.

Separador central

Tienen como objetivo separar las direcciones opuestas de tránsito, estos se sitúan por encima de la rasante de la calzada, acondicionadas y equipadas por bordillos.

Ancho de la zona de derecho de vía

Según la ley de carreteras y caminos vecinales, se entiende por derecho de vía el área destinada al uso de una vía pública comprendida entre los límites que le sirven de linderos o con las propiedades adyacentes; es decir, la franja de terreno que comprende los elementos que constituyen la infraestructura de las carreteras, como son la calzada, el separador, las bermas, las cunetas y las zonas de aislamiento. Es importante respetar el derecho de vía para salvaguardar la integridad física de los usuarios y vecinos de la vía, y para que los conductores tengan la posibilidad de reaccionar si se les presenta alguna situación y deban salir de la carretera.

Ancho de la zona de retiro

Según la ley de carreteras y caminos vecinales, se entiende por zona de retiro el espacio abierto no edificable comprendido entre el límite de propiedad frente a la vía pública y la línea de construcción;

Carga de diseño para puentes

Son las fuerzas externas aplicadas a los elementos resistentes, o también su propio peso.

Tipo de pavimento

PAVIMENTO FLEXIBLE: Este es uno de los más costosos no solo en construcción, sino que también en mantenimiento. Se llama pavimento flexible por ser maleable, está contenido por una base granular y capas flexibles, es utilizado en carreteras, estacionamientos y otros donde la circulación vehicular sea constante.

PAVIMENTO ASFÁLTICO: Este es uno de los más accesibles y consistes en pavimentar con asfalto, generalmente se hace sobre agregados minerales que posteriormente serán recubiertos, estos pueden ser piedras partidas o grava, a esto se le llama carpeta de asfalto base.

PAVIMENTO DE CONCRETO: Estos suelen ser mayormente utilizados en lugares con climas templados, y están formados por losas, algunos pueden ser simples y otros con un refuerzo de acero, este va sobre una sub base de cemento, suelen ser utilizados donde el tránsito vehicular es ligero.

Tratamiento de bermas

TRATAMIENTO SUPERFICIAL SIMPLE: consiste en la aplicación uniforme de un ligante asfáltico, sobre una estructura de pavimento o base granular, seguida por una capa de agregado de tamaño uniforme.

Esta alternativa, cuando se aplica sobre una base granular, se utiliza para reducir la pérdida de material por escorrentía superficial, impermeabilizar la superficie y reducir la cantidad de partículas de polvo dispersas en el aire que se generan con el tránsito vehicular

TRATAMIENTO DOBLE SUPERFICIAL: sobreposición de tratamientos superficiales simples, donde cada capa se construye como si fuese un tratamiento superficial simple. En la construcción de tratamientos superficiales múltiples, se procura que los agregados de cada capa tengan aproximadamente la mitad del tamaño de los agregados que conforman la capa anterior. Al igual que los tratamientos superficiales simples, esta solución puede aplicarse sobre bases granulares y superficies pavimentadas.

El tratamiento superficial múltiple se utiliza principalmente cuando se necesita obtener un acabado más uniforme del que pueda obtenerse con un tratamiento superficial simple o en lugares que presentan condiciones climáticas adversas.

MATERIAL SELECTO COMPACTADO: deberá de ser de calidad uniforme y estar exento de residuos de madera, raíces o cualquier material perjudicial o extraño.

REVESTIDA: el revestimiento es una capa de materiales pétreos seleccionados, con una composición granulométrica determinada, que se coloca sobre las terracerías con el objeto de servir como superficie de rodamiento.

2.3.2 TIPOS DE TERRENO.

La topografía del área por la que atraviesa el camino, tiene un impacto importante sobre el diseño del alineamiento de vías. El efecto es aún más pronunciado en el alineamiento vertical que en el horizontal.

Terreno llano

Relativamente plano, y las distancias de visibilidad horizontales y verticales son generalmente largas o pueden ser obtenidas sin mucha dificultad constructiva. Mínimo movimiento de tierras, por lo que no presenta dificultad en el trazado ni en la explanada de una vía.

Terreno ondulado

Tiene pendientes naturales que generalmente son ligeramente mayores o menores que la pendiente de la vía, con ocasionales pendientes que restringen el alineamiento normal. Moderados movimientos de tierras que permiten

alineamientos más o menos rectos, sin mayores dificultades en el trazado y explanación de una vía.

Terreno montañoso

Presenta repentinos cambios en la elevación del terreno en las direcciones longitudinales y transversales, requiriendo por supuesto frecuentes movimientos de tierra.

2.3.3 CLASIFICACIÓN Y NORMA DE DISEÑO.

Según la ley de carreteras y caminos vecinales subdivide las carreteras de la siguiente manera:

Carreteras Especiales: Son todas aquellas que reúnen condiciones geométricas superiores a las primarias.

En la siguiente tabla se muestra las especificaciones que deben cumplir las carreteras Especiales establecidas según el Ministerio de Obras Públicas (MOP), Unidad de Planificación Vial, seguido por la sección típica.

Los parámetros de diseño definidos por la norma de diseño del MOP se muestran en la tabla 2.2 y las secciones típicas en anexo 1

CRITERIO DE DISEÑO	TERRENO PLANO	TERRENO ONDULADO	TERRENO MONTAÑOSO
VELOCIDAD DE DISEÑO	90 k/h	70 k/h	50 k/m
PENDIENTE MAXIMA	3.5%	6.0%	7.0%
RADIO MINIMO	327.46 m	191.07 m	127.45 m
DISTANCIA MINIMA ENTRE CURVAS HORIZONTALES	60.00 m	60.00 m	60.00 m
DISTANCIA MINIMA DE VISIBILIDAD	160.00 m	130.00 m	100.00 m
ANCHO DE LA VIA	30.60 m	30.60 m	30.60 m
ANCHO DEL PAVIMENTO	7.30 m	7.30 m	7.30 m
ANCHO DE BERMAS	EXTERNO 3.00 m INTERNO 1.00 m		
ANCHO DE RODAMIENTO EN LOS PUENTES	8.50 m	8.50 m	8.50 m
SEPARADOR CENTRAL	8.00 m	8.00 m	8.00 m
ANCHO DE LA ZONA DE DERECHO DE VIA	50.00 m	50.00 m	50.00 m
ANCHO DE LA ZONA DE RETIRO	10.00 m	10.00 m	10.00 m
CARGA DE DISEÑO PARA PUENTES	H20-S16	H20-S16	H20-S16
TIPO DE PAVIMENTO	CONCRETO ASFALTICO		
TRATAMIENTO DE BERMAS	TRATAMIENTO DOBLE SUPERFICIAL		

Tabla 2.2. Parámetros de diseño para carreteras especiales. Fuente: Normas de diseño, Clasificación de Carreteras y Secciones Típicas del MOPT 2016.

Carreteras Primarias: Las capacitadas para intensidades de tránsito superiores a dos mil vehículos promedio por día, con doce metros de plataforma, siete metros treinta centímetros de rodaje y un mínimo de siete metros noventa centímetros de rodaje en los puentes.

En la siguiente tabla se muestra las especificaciones que deben cumplir las carreteras Primarias establecidas según el Ministerio de Obras Públicas (MOP), Unidad de Planificación Vial seguido por la sección típica.

Los parámetros de diseño definidos por la norma de diseño del MOP se muestran en la tabla 2.3 y las secciones típicas en anexo 1.

CRITERIO DE DISEÑO	TERRENO PLANO	TERRENO ONDULADO	TERRENO MONTAÑOSO
VELOCIDAD DE DISEÑO	90 k/h	70 k/h	50 k/m
PENDIENTE MAXIMA	5.0%	6.0%	7.0%
RADIO MINIMO	250.00 m	200.00 m	80.00 m
DISTANCIA MINIMA ENTRE CURVAS HORIZONTALES	60.00 m	60.00 m	60.00 m
DISTANCIA MINIMA DE VISIBILIDAD	160.00 m	130.00 m	100.00 m
ANCHO DE LA VIA	12.00 m	12.00 m	12.00 m
ANCHO DEL PAVIMENTO	7.30 m	7.30 m	7.30 m
ANCHO DE BERMAS	2.35 m	2.35 m	2.35 m
ANCHO DE RODAMIENTO EN LOS PUENTES	7.90 m	7.90 m	7.90 m
ANCHO DE LA ZONA DE DERECHO DE VIA	30.00 m	30.00 m	30.00 m
ANCHO DE LA ZONA DE RETIRO	10.00 m	10.00 m	10.00 m
CARGA DE DISEÑO PARA PUENTES	H20-S16	H20-S16	H20-S16
TIPO DE PAVIMENTO	TRATAMIENTO SUPERFICIAL DOBLE O CONCRETO ASFALTICO		
TRATAMIENTO DE BERMAS	MATERIAL SELECTO COMPACTADO		

Tabla 2.3. Parámetros de diseño para carreteras primarias. Fuente: Normas de diseño, Clasificación de Carreteras y Secciones Típicas del MOPT 2016.

Carreteras Secundarias: Las capacitadas para intensidades de tránsito comprendidas entre quinientos y dos mil vehículos promedio por día, con nueve metros cincuenta centímetros de plataforma, seis metros cincuenta centímetros de rodaje y un mínimo de siete metros cuarenta centímetros de rodaje en los puentes.

En la siguiente tabla se muestra las especificaciones que deben cumplir las carreteras Secundaria establecidas según el Ministerio de Obras Públicas (MOP), Unidad de Planificación Vial, seguido por la sección típica.

Los parámetros de diseño definidos por la norma de diseño del MOP se muestran en la tabla 2.4 y las secciones típicas en anexo 1.

CRITERIO DE DISEÑO	TERRENO PLANO	TERRENO ONDULADO	TERRENO MONTAÑOSO
VELOCIDAD DE DISEÑO	80 k/h	70 k/h	50 k/m
PENDIENTE MAXIMA	5.0%	6.0%	8.0%
RADIO MINIMO	150.00 m	100.00 m	60.00 m
DISTANCIA MINIMA ENTRE CURVAS HORIZONTALES	60.00 m	60.00 m	60.00 m
DISTANCIA MINIMA DE VISIBILIDAD	130.00 m	100.00 m	80.00 m
ANCHO DE LA VIA	9.50 m	9.50 m	9.50 m
ANCHO DEL PAVIMENTO	6.50 m	6.50 m	6.50 m
ANCHO DE BERMAS	1.50 m	1.50 m	1.50 m
ANCHO DE RODAMIENTO EN LOS PUENTES	7.40 m	7.40 m	7.40 m
ANCHO DE LA ZONA DE DERECHO DE VIA	20.00 m	20.00 m	20.00 m
ANCHO DE LA ZONA DE RETIRO	10.00 m	10.00 m	10.00 m
CARGA DE DISEÑO PARA PUENTES	H15-S12	H15-S12	H15-S12
TIPO DE PAVIMENTO	TRATAMIENTO SUPERFICIAL SIMPLE		
TRATAMIENTO DE BERMAS	MATERIAL SELECTO COMPACTADO		

Tabla 2.4. Parámetros de diseño para carreteras secundarias. Fuente: Normas de diseño, Clasificación de Carreteras y Secciones Típicas del MOPT 2016.

Terciaria modificada

En la siguiente tabla se muestra las especificaciones que deben cumplir las carreteras Terciaria Modificada establecidas según el Ministerio de Obras Públicas (MOP), Unidad de Planificación Vial, seguido por la sección típica.

Los parámetros de diseño definidos por la norma de diseño del MOP se muestran en la tabla 2.5 y las secciones típicas en anexo 1.

CRITERIO DE DISEÑO	TERRENO PLANO	TERRENO ONDULADO	TERRENO MONTAÑOSO
VELOCIDAD DE DISEÑO	60 k/h	50 k/h	40 k/m
PENDIENTE MAXIMA	6.0%	8.0%	10.0%
RADIO MINIMO	150.00 m	100.00 m	40.00 m
DISTANCIA MINIMA ENTRE CURVAS HORIZONTALES	50.00 m	50.00 m	50.00 m
DISTANCIA MINIMA DE VISIBILIDAD	130.00 m	100.00 m	80.00 m
ANCHO DE LA VIA	8.00 m	8.00 m	8.00 m
ANCHO DEL PAVIMENTO	6.00 m	6.00 m	6.00 m
ANCHO DE BERMAS	1.00 m	1.00 m	1.00 m
ANCHO DE RODAMIENTO EN LOS PUENTES	7.40 m	7.40 m	7.40 m
ANCHO DE LA ZONA DE DERECHO DE VIA	20.00 m	20.00 m	20.00 m
ANCHO DE LA ZONA DE RETIRO	4.00 m	4.00 m	4.00 m
CARGA DE DISEÑO PARA PUENTES	H15-S12	H15-S12	H15-S12
TIPO DE PAVIMENTO	TRATAMIENTO SUPERFICIAL SIMPLE/ CARPETA ASFÁLTICA O CONCRETO HIDRÁULICO		
TRATAMIENTO DE BERMAS	MATERIAL SELECTO COMPACTO / TRAMIENTO SUPERFICIAL SIMPLE		

Tabla 2.5. Parámetros de diseño para carreteras terciaria modificada. Fuente: Normas de diseño, Clasificación de Carreteras y Secciones Típicas del MOPT 2016.

Carretera Terciarias: Aquellas cuya intensidad de tránsito está comprendida entre cien y quinientos vehículos promedio por día, con seis metros de plataforma, revestimiento de materiales locales selectos y un mínimo de seis metros cincuenta centímetros de rodaje en los puentes.

En la siguiente tabla se muestra las especificaciones que deben cumplir las carreteras Terciaria establecidas según el Ministerio de Obras Públicas (MOP), Unidad de Planificación Vial, seguido por la sección típica.

Los parámetros de diseño definidos por la norma de diseño del MOP se muestran en la tabla 2.6 y las secciones típicas en anexo 1.

CRITERIO DE DISEÑO	TERRENO PLANO	TERRENO ONDULADO	TERRENO MONTAÑOSO
VELOCIDAD DE DISEÑO	60 k/h	50 k/h	40 k/m
PENDIENTE MAXIMA	6.0%	8.0%	10.0%
RADIO MINIMO	150.00 m	100.00 m	40.00 m
DISTANCIA MINIMA ENTRE CURVAS HORIZONTALES	50.00 m	50.00 m	50.00 m
DISTANCIA MINIMA DE VISIBILIDAD	120.00 m	100.00 m	80.00 m
ANCHO DE LA VIA	6.00 m	6.00 m	6.00 m
ANCHO DE RODAMIENTO EN LOS PUENTES	6.50 m	6.50 m	6.50 m
ANCHO DE LA ZONA DE DERECHO DE VIA	20.00 m	20.00 m	20.00 m
ANCHO DE LA ZONA DE RETIRO	4.00 m	4.00 m	4.00 m
CARGA DE DISEÑO PARA PUENTES	H15-S12	H15-S12	H15-S12
TIPO DE SUSPERFICIE	MATERIAL SELECTO COMPACTADO		

Tabla 2.6. Parámetros de diseño para carreteras terciarias. Fuente: Normas de diseño, Clasificación de Carreteras y Secciones Típicas del MOPT 2016.

Carretera Rural Modificada: Se refiere a un camino rural con revestimiento asfáltico, pero con las mismas condiciones geométricas

En la siguiente tabla se muestra las especificaciones que deben cumplir las carreteras Rural Modificada establecidas según el Ministerio de Obras Públicas (MOP), Unidad de Planificación Vial, seguido por la sección típica.

Los parámetros de diseño definidos por la norma de diseño del MOP se muestran en la tabla 2.7. y la sección tipo en el anexo 1.

CRITERIO DE DISEÑO	TERRENO PLANO	TERRENO ONDULADO	TERRENO MONTAÑOSO
VELOCIDAD DE DISEÑO	50 k/h	40 k/h	30 k/m
PENDIENTE MAXIMA	6.0%	8.0%	12.0%
RADIO MINIMO	67.00 m	53.00 m	20.00 m
DISTANCIA MINIMA DE VISIBILIDAD	90.00 m	60.00 m	45.00 m
ANCHO DE LA VIA	5.00 m	5.00 m	5.00 m
ANCHO DEL PAVIMENTO	5.00 m	5.00 m	5.00 m
ANCHO DE HOMBRO LATERAL	1.00 m	1.00 m	1.00 m
ANCHO DE RODAMIENTO EN LOS PUENTES	3.00 m	3.00 m	3.00 m
ANCHO DE LA ZONA DE DERECHO DE VIA	15.00 m	15.00 m	15.00 m
ANCHO DE LA ZONA DE RETIRO	4.00 m	4.00 m	4.00 m
CARGA DE DISEÑO PARA PUENTES	H1544	H1544	H1544
TIPO DE PAVIMENTO	TRATAMIENTO SUPERFICIAL SIMPLE / CARPETA ASFÁLTICO O CONCRETO HIDRÁULICO		
TRATAMIENTO DE BERMAS	MATERIAL SELECTO COMPACTO		

Tabla 2.7. Parámetros de diseño para carretera rural modificada. Fuente: Normas de diseño, Clasificación de Carreteras y Secciones Típicas del MOPT 2016.

Carreteras Rurales: Las capacitadas para una intensidad de tránsito de cien vehículos promedio por día, con cinco metros de plataforma y un mínimo de tres metros de rodaje en los puentes; o que, sin llenar tales características, dicha carretera haya sido construida por el Gobierno Central.

En la siguiente tabla se muestra las especificaciones que deben cumplir las carreteras Rurales establecidas según el Ministerio de Obras Públicas (MOP), Unidad de Planificación Vial, seguido por la sección típica.

Los parámetros de diseño definidos por la norma de diseño del MOP se muestran en la tabla 2.8. y las secciones típicas en anexo 1.

CRITERIO DE DISEÑO	TERRENO PLANO	TERRENO ONDULADO	TERRENO MONTAÑOSO
VELOCIDAD DE DISEÑO	50 k/h	40 k/h	30 k/m
PENDIENTE MAXIMA	6.0%	8.0%	12.0%
RADIO MINIMO	67.00 m	53.00 m	20.00 m
DISTANCIA MINIMA DE VISIBILIDAD	90.00 m	60.00 m	45.00 m
ANCHO DE LA VIA	5.00 m	5.00 m	5.00 m
ANCHO DE RODAMIENTO EN LOS PUENTES	3.00 m	3.00 m	3.00 m
ANCHO DE LA ZONA DE DERECHO DE VIA	15.00 m	15.00 m	15.00 m
ANCHO DE LA ZONA DE RETIRO	4.00 m	4.00 m	4.00 m
CARGA DE DISEÑO PARA PUENTES	H1544	H1544	H1544
TIPO DE SUSPERFICIE	REVESTIDA		

Figura 2.3. Parámetros de diseño para carretera rural. Fuente: Normas de diseño, Clasificación de Carreteras y Secciones Típicas del MOPT 2016.

Caminos vecinales o municipales: Son aquellos que comunican villas, pueblos, valles, cantones o caseríos entre sí o conectan estos con cualquier carretera, los cuales en ningún caso podrán tener menos de seis metros cincuenta centímetros de ancho; su construcción, mejoramiento y conservación corresponde a la Municipalidad de la respectiva jurisdicción.

El Ministerio de Obras Públicas, MOP, agrega calificativos a las definiciones anteriores, de acuerdo al tipo de superficie, inclinación y otros. En este sentido, se habla de *terciaria mejorada*, si la vía posee una capa delgada de asfalto y *rural mejorada*, las que según sea la superficie de rodaje o pendiente de la vía, se clasifican en rural A o rural B.

En la siguiente tabla se muestra las especificaciones que deben cumplir los Caminos vecinales o municipales establecidas según el Ministerio de Obras Públicas (MOP), Unidad de Planificación Vial, seguido por la sección típica.

Los parámetros de diseño definidos por la norma de diseño del MOP se muestran en la tabla 2.8 y las secciones típicas en anexo 1

CRITERIO DE DISEÑO	TERRENO PLANO	TERRENO ONDULADO	TERRENO MONTAÑOSO
VELOCIDAD DE DISEÑO	50 k/h	40 k/h	30 k/m
PENDIENTE MAXIMA	7.0%	10.0%	15.0%
RADIO MINIMO CURVAS HORIZONTALES	67.00 m	52.00 m	22.00 m
DISTANCIA MINIMA DE VISIBILIDAD	90.00 m	60.00 m	45.00 m
ANCHO DE LA VIA	5.00 m	5.00 m	5.00 m
ANCHO DE RODAMIENTO EN LOS PUENTES	3.00 m	3.00 m	3.00 m
ANCHO DE LA ZONA DE DERECHO DE VIA	15.00 m	15.00 m	15.00 m
CARGA DE DISEÑO PARA PUENTES	H1544	H1544	H1544
TIPO DE SUSPERFICIE	REVESTIDA		

NOTA:

LA PENDIENTE MAXIMA (15%) NO PODRA TENER UNA LONGITUD MAYOR DE 200 MT., DEBIENDO TENER DESPUES UN DESCANSO NO MENOR DE 300 MT. CON UNA PENDIENTE MAXIMA DE 5%

EL RELLENO DE LA ENTRADA DE TUBERIA DEBE TENER UN MINIMO DE 0.60 M.

Tabla 2.8. Parámetros de diseño para Caminos vecinales o municipales. Fuente: Normas de diseño, Clasificación de Carreteras y Secciones Típicas del MOPT 2016.

2.4 CARRETERAS DE BAJA INTENSIDAD DE TRÁFICO VEHÍCULAR.

Los caminos de baja intensidad de tránsito pueden ser los de acceso del agricultor al mercado y los que enlazan a las comunidades, son partes necesarias de cualquier sistema de transporte que le dé servicio al público en zonas rurales, para mejorar el flujo de bienes y servicios, para ayudar a promover el desarrollo, la salud pública y la educación, y como una ayuda en la administración del uso del suelo y de los recursos naturales.

El tráfico de este tipo de caminos está limitado a valores de 1 millón de repeticiones de ESAL durante su vida útil del pavimento. Por lo que cualquier

camino con valores de ESAL menores o iguales a 1 millón, es considerado de baja intensidad de tráfico³.

Sin embargo, en los últimos años diferentes países han realizado diversas investigaciones para el diseño de caminos de bajo tránsito por ejemplo en **Costa Rica se a desarrollado la Guía Simplificada para el Diseño de pavimentos de bajo volumen de tránsito** donde se a planteado que para que este tipo de diseños sean funcionales deben cumplir con algunos requisitos mínimos para algunas variables (Ver Figura 2.4).

Variable de diseño	Valor
TPD (tránsito promedio diario)	Máx. 3500
CBR de la subrasante	Mín. 3,0 %
Porcentaje de vehículos pesados	Máx. 15,0 %
ESALs	Máx. 1,5 millones
Periodo de diseño	Máx. 12 años
Carriles de circulación	Máx. 2 carriles

Figura 2.4. Parámetros de diseño para pavimentos de bajo tránsito. Fuente: Guía simplificada para pavimentos de bajo tránsito.

³ Fuente: Tercer Congreso Nacional de Vías Terrestres, noviembre 2000

2.4.1 DEFINICIÓN DE ESAL.

Los pavimentos se diseñan en función del efecto del daño que produce el paso de un eje con una carga y para que resista un determinado número de cargas aplicadas durante su vida útil.

El tránsito proveniente del conteo vehicular debe ser dividido para el carril de diseño. Un tránsito mixto está compuesto de vehículos de diferente peso y número de ejes, El volumen de tránsito del carril de diseño, se convierte a un determinado número de ejes equivalentes (ESAL, Equivalent Single Axle Load), que es el parámetro usado en el diseño de la estructura del pavimento. Esta pesa 18,000 lb, 8.2 tn, 18 kips o 80 kN, y se considera que ejerce un efecto dañino sobre el pavimento como 1.



Figura 2.5.

Fuente: Manual Centroamericano de Diseño De Pavimentos SIECA.

Los Esal's dependen de varios factores como son:

1. Tipo de pavimento que se va a diseñar (rígido)
2. Espesor de diseño
3. Cargas de diseño.
4. Factor Equivalente de Cargas (FEC), o por sus siglas en inglés "Load Equivalency Factor" (LEF), el cual es un valor numérico que expresa la pérdida de servicialidad causada por un tipo de eje y su configuración, con respecto al daño que provoca al pavimento una carga estándar y de eje sencillo de 18 kips. Este es el factor más incidente.

El Factor Equivalente de Carga y los Esal's representan simbólicamente lo mismo, la diferencia entre ellos es que el FEC es aplicable a un eje y los Esal's es la suma de cada uno de los FECs, por eje, del cual consta un vehículo tipo.

2.4.2 TRÁNSITO PROMEDIO DIARIO ANUAL (TPDA).

El estudio de tráfico y análisis de la demanda es la base para llevar a cabo las actividades de pronosis, planeamiento, mejora, dimensionamiento y definición geométrica en planta y alzado.

La unidad de medida en el tráfico de una carretera es el volumen del tráfico promedio diario anual, cuya abreviación es el TPDA.

El TPDA se define como el volumen total de vehículos que pasan por un punto o sección de una carretera en un período de tiempo determinado, que es mayor a un día y menor o igual a un año, dividido por el número de días comprendido en dicho período de medición.

El TPDA constituye un indicador de la cantidad de vehículos de diferentes tipos (livianos y pesados) y funciones (transporte de personas y de mercancías), que se sirve de la carretera existente como un tránsito normal y que continuará haciendo uso de dicha carretera una vez sea mejorada o ampliada.

Se establecen cinco clasificaciones (Tabla 2.9) para el TPD, basadas en mediciones realizadas por la Unidad de Gestión Municipal del LanammeUCR. Las categorías corresponden a los percentiles 15, 25, 35, 50 y 75 de un total de 291 mediciones. Para las verificaciones mecanístico-empíricas se utilizan los límites superiores de cada categoría TPD.

Clasificación	TPDA (vehículos por día)
T_{500}	Menos de 500
T_{800}	Entre 501 y 800
T_{1200}	Entre 801 y 1200
T_{1200}	Entre 1201 y 2000
T_{3500}	Entre 2001 y 3500

Tabla 2.9. Clasificación para TPD. Fuente: Guía simplificada para el diseño de pavimentos de bajo volumen de tránsito.

2.5 MÉTODOS DE DISEÑO PARA PAVIMENTOS RÍGIDOS.

El diseño de pavimentos es el proceso por medio del cual se determinan los componentes estructurales de un segmento vial, teniendo en cuenta la naturaleza de la subrasante, los materiales disponibles, la composición del tránsito y las condiciones del entorno.

En función del tipo de análisis que se quiera realizar existen diversas metodologías de diseño estructural para las estructuras de pavimento y estas se pueden dividir de la siguiente manera:

- **Métodos empíricos:** Está basado en los resultados evidenciados en experiencias o experimentos de pavimentos. Estas aproximaciones son muy comunes, y van desde las muy soluciones más simples (empleo de soluciones conocidas) a las muy complejas (AASHTO 93).
- **Métodos mecanicistas:** Es una aproximación puramente científica, basado a partir del mecanismo de respuesta estructural del pavimento cuando se pide un diseño basado en las cargas a las que será sometido la estructura del pavimento. Debido a lo complejo que puede llegar a ser el comportamiento de los pavimentos, no existe una metodología completamente empírica.

- **Métodos empírico – mecanicistas:** Es una combinación de ambas metodologías (Ej. Método PCA 1984, ACPA StreetPave, AASHTO MEPDG -15).

2.5.1 MÉTODOS EMPÍRICOS.

2.5.1.1 AMERICAN ASSOCIATION OF STATE HIGHWAY AND TRANSPORTATION OFFICIALS (AASHTO).

Este método de diseño tiene origen en el ensayo vial AASHO (1958-1960) realizado a escala real en Ottawa, Illinois (Estados Unidos), el objetivo principal de esta prueba fue determinar relaciones significativas entre el comportamiento de varias secciones de pavimento y las cargas aplicadas sobre ellas que pudiesen ser usadas en el desarrollo de criterios y procedimientos de diseño de pavimentos, introduciendo el concepto de serviciabilidad en el diseño de pavimentos.

Circuito de Pruebas AASHTO.

En 1956 se produjo un gran plan de desarrollo del sistema de carreteras en Estados Unidos. Parte de este plan fue un ambicioso programa de investigación científica y ensayo a escala real orientada a desarrollar una metodología empírica que permitiría diseñar estructuras de pavimentos que tengan importancia previsible y confiable durante todo su ciclo de vida.

Es por ello que se inició la construcción del circuito de pruebas AASHTO (ver *figura 2.6*) en agosto de 1956, terminando la construcción en septiembre de 1958, se inician las pruebas de Tráfico en octubre de 1958 y se terminan los ensayos en noviembre de 1960.

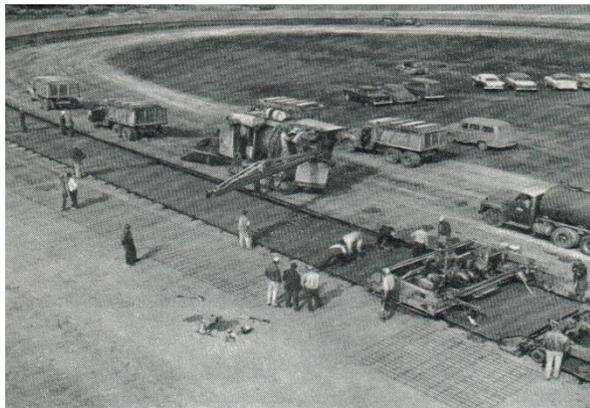


Figura 2.6. Construcción de circuito de pruebas AASHTO. Fuente: AASHTO MEPDG-15.

Las pruebas de tráfico consistían en la circulación de vehículos con diferentes configuraciones de ejes simples y tándem, los cuales eran conducidos por las pistas de pruebas.

La pista de pruebas se desglosaba en 6 circuitos de prueba de dos carriles (ver *figura 2.7*) donde el circuito 1 no estaba sujeto a tráfico, se utilizaba principalmente para pruebas de efectos ambientales, y los circuitos del 2 al 6 estaban sujetos a diez combinaciones de diferentes cargas y ejes fueron utilizados, con cargas de ejes simples que variaban de las 2,000 lb. a las 30,000 lb. y con cargas de ejes tándem que variaban de las 24,000 lb. a las 48,000 lb. Luego se recopiló la información relacionada con la condición del pavimento con

respecto a la presencia de grietas y la cantidad de recarpeteos necesarios para mantener la sección de pavimento en servicio. Los perfiles longitudinales y transversales también fueron obtenidos para determinar la extensión de baches, deformación de la superficie causada por la carga de los vehículos circulando a velocidades muy bajas, esfuerzos impuestos en la subrasante y la distribución de temperatura en las capas del pavimento. Toda esta información fue minuciosamente analizada, y los resultados formaron la base para la publicación de la guía interina para el diseño de estructuras de pavimento de la AASHTO de 1961.

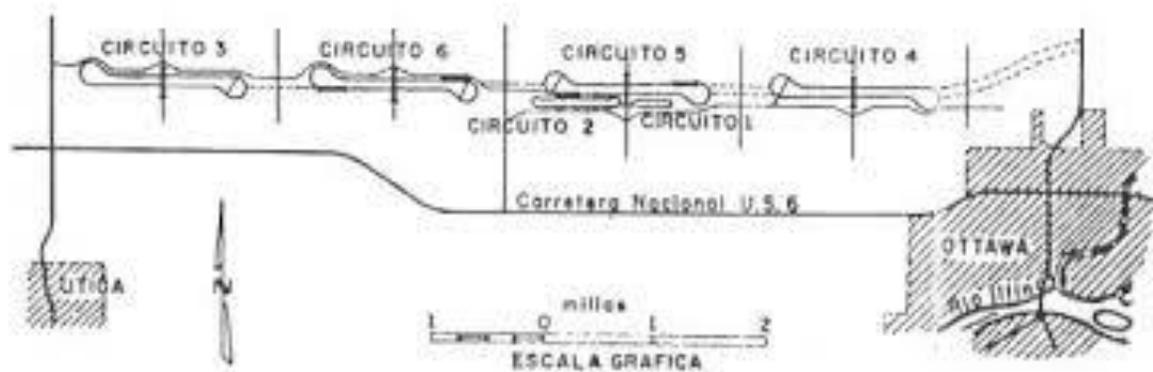


Figura 2.7. Circuito de pruebas AASHTO. Fuente: Tesis: “Desarrollo de la Alternativa de Diseño de Estructura de Pavimento de Concreto Hidráulico mediante el método Mecanicista Empírico en El Salvador”.

Desarrollo histórico de la metodología empírica por la guía AASHTO.

1961-1962 – Es publicada y editada la primer guía de diseño de pavimentos de la AASHTO, publicada bajo el nombre “*Guía AASHTO para el diseño de pavimentos de concreto hidráulico y de concreto asfáltico*”.

1972 – La guía es evaluada y revisada por el Comité de Diseño de AASHTO publicando la “*AASHTO, Interim Guide of Pavement Structures*” la cual incorporó experiencias que fueron acumuladas desde la primera edición de la Guía de 1962.

1981 – Se verificó parte de la guía correspondiente al diseño de pavimentos rígidos, (capítulo III). [AASHTO, 1993, P: II-3].

1984 – 1985 - el Subcomité en Prácticas de Diseño de Pavimentos y consultores revisaron la guía en vigencia, dando como resultado la “*AASHTO Guide for the Design of Pavements Structures*” (1986).

1993 - se publicó una nueva versión de la guía AASHTO, la cual incorpora la revisión del diseño de sobrecapas, diseño de subbases delgadas, erosión de la subbase y confinamiento lateral, así como también se extendieron las extrapolaciones de las cargas de tráfico de ejes simples hasta 50,000 lb y en ejes tándem y tridem hasta 90,000 lb, también a la ecuación general de diseño de la guía se le agregaron algunos factores tales como: el error estándar combinado, la diferencia de serviciabilidad y el coeficiente de drenaje.

1998 - La publicación de la AASHTO edición 1998 es una guía suplementaria de la guía para diseño de pavimentos proporcionado por la AASHTO de la edición 1993, contiene un procedimiento alternativo para diseño de pavimentos rígidos y diseño de juntas, correspondientes a las secciones 3.2 y 3.3 de la parte II de la

edición 1993. En esta edición de la guía se incorporan factores como la relación de Poisson, características de la subbase, condiciones climáticas de la zona y cambios en la determinación del módulo de reacción de la subrasante, (K), así como también un procedimiento para verificar la aparición de fallas en las juntas, como el escalonamiento de las losas del pavimento. Siendo esta la última guía AASHTO basada solamente en la metodología empírica, empezando a partir de este año la investigación del método mecanicista - empírica.

2.5.1.2 FACTORES DE DISEÑO DEL MÉTODO AASHTO 1993.

Para el diseño de pavimentos rígidos, la AASHTO 93 involucra varios factores, todos importantes a la hora de predecir el comportamiento de la estructura de pavimento, evitando así posibles daños que lleven al deterioro acelerado de esta, disminuyendo su vida útil. Una vez establecidos los valores de cada variable se hace uso de la ecuación general para el diseño de pavimentos rígidos, esta ecuación se muestra a continuación (Ver Ec. 2.1):

$$\log W_{18} = Z_r S_o + 7.35 \log(D + 1) - 0.06 + \frac{\log\left(\frac{\Delta PSI}{4.5-1.5}\right)}{1 + \frac{1.624 \times 10^7}{(D+1)^{8.46}}} + (4.22 - 0.32 P_t) \log \left\{ \frac{M_r C_D (D^{0.75} - 1.132)}{215.63 \left[D^{0.75} - \frac{18.42}{\left(\frac{E_c}{k}\right)^{0.25}} \right]} \right\} \quad \text{Ec. 2.1}$$

Donde:

- (W_{18}) **Tránsito:** Número previsto de aplicaciones de carga por eje simple equivalente a 18 kip.

Es una de las variables más significativas del diseño de pavimentos, y una de las que más incertidumbre presenta al momento de estimarse; su determinación usualmente se basa en tasas de crecimiento vehicular, las cuales no son muy precisas. La mayoría de los métodos de diseño consideran esta incerteza, y la guía AASHTO 1993 propone el uso de niveles de confiabilidad, los cuales toman en cuenta estas incertezas en la predicción de las cargas del tráfico y su comportamiento. El tráfico se debe de convertir a Esal's por medio de la multiplicación de varios factores.

En el método de la AASHTO, los pavimentos se diseñan para que resistan un determinado número de cargas durante su vida útil. El cálculo del tránsito de diseño requiere la transformación a número equivalente de ejes patrón (ejes simples de cuatro ruedas cargados con 18 kips u 8.2 toneladas) de los diferentes vehículos que circularan sobre la vía a lo largo del periodo de diseño. La guía de la AASHTO en el apéndice D tiene nueve tablas, para tres índices de servicio final, que cuentan con factores de equivalencia para cada uno de los tres ejes principales (sencillo, tándem, trídem).

- **(R) Confiabilidad y (Z_r) Desviación estándar normal.**

La confiabilidad de diseño se refiere al grado de certidumbre (seguridad) que se tiene con respecto a que una determinada alternativa de diseño alcance a durar en la realidad el tiempo establecido en el periodo seleccionado, “también se puede entender la confiabilidad como la contraparte de la probabilidad de falla, es decir, que entre mayor sea la confiabilidad menor será la probabilidad de falla de la estructura durante el periodo de diseño”⁴.

Los niveles de confiabilidad se pueden establecer de acuerdo a la función de la vía (Tabla 2.11). Las vías de mayor importancia (Autopistas, arterias principales) se les asignan un nivel de confiabilidad mayor dado que son vías donde el flujo vehicular es constante y, por lo tanto, no se espera que hallan interrupciones en la movilidad a causa de constantes mantenimientos.

⁴ Méndez, R. [Geotecnia Aplicada]. (2020, Abril 21). Concreto hidráulico para pavimentos [Archivo de video]. Recuperado de <https://youtu.be/H2qpbxyDwnY>

TIPO DE CARRETERA	Confiabilidad recomendada R (%)	
	Zona urbana	Zona rural
- Autopistas y carreteras importantes	85 – 99.9	80 – 99.9
- Arterias principales	80 – 99	75 – 95
- Colectoras	80 – 95	75 – 95
- Locales	50 - 80	50 – 80

Tabla 2.10. Niveles de confiabilidad (R), en función del tipo de carretera. Fuente: Guía AASHTO para diseño de estructuras de pavimento AASHTO 93.

El valor de la desviación estándar normal Z_r se define en función del valor de confiabilidad asumido para el diseño (ver tabla 2.12).

CONFIABILIDAD (R) (%)	DESVIACIÓN ESTÁNDAR NORMAL (Z_r)
50	0.000
60	-0.253
70	-0.524
75	-0.674
80	-0.847
85	-1.037
90	-1.282
91	-1.340
93	-1.405
94	-1.476
95	-1.555
96	-1.645
97	-1.751
98	-1.881
99	-2.327
99.9	-3.090
99.9	-3.750

Tabla 2.11. Valores de Z_r , correspondientes a niveles seleccionados de confiabilidad. Fuente: Guía AASHTO para diseño de estructuras de pavimento AASHTO 93.

- **(S_o) Error estándar combinado de la predicción del tráfico y de la predicción del comportamiento.**

El error estándar combinado (S_o) depende de las condiciones locales y de los demás factores que afectan el comportamiento de un pavimento; entre dichos factores podemos mencionar: incertidumbre en el modelo, tránsito, medio ambiente, materiales de construcción, entre otros.

La guía de la AASHTO define este factor en función del tipo proyecto, en esta se recomienda adoptar un valor S_o igual a 0.35 para construcciones nuevas y de 0.40 para rehabilitaciones o sobre capas.

- **(D) Espesor de la losa del pavimento.**

Es la variable que se pretende determinar al realizar un diseño de una estructura de pavimento, el espesor se refiere solamente a la capa de concreto hidráulico que se coloca sobre la subbase y/o subrasante.

- **(ΔPSI) Diferencia entre el índice de serviciabilidad inicial de diseño P_o y el índice de serviciabilidad terminal de diseño P_t .**

La serviciabilidad se define como la capacidad del pavimento de desempeñarse adecuadamente ante todo tipo de tráfico que circula en la vía, se mide en una escala del 0 al 5, en donde 0 (cero) significa pavimento intransitable y 5 significa pavimento en excelentes condiciones. Este factor es una medida subjetiva de la

calificación del pavimento; sin embargo, la tendencia es definirla usando parámetros como el índice de regularidad internacional (IRI).

La serviciabilidad inicial (P_0) es la condición de un pavimento inmediatamente después de la construcción de este. La guía AASHTO recomienda para pavimentos rígidos un $P_0 = 4.5$, mediante el uso de adecuadas técnicas de construcción. La serviciabilidad final (P_t) es la capacidad funcional que se espera tenga un pavimento al final del periodo de diseño. La AASHTO sugiere que para carreteras principales se utilice un valor de $P_t = 2.5$ o 3.0 y para carreteras de bajo nivel un valor serviciabilidad final de 2.0 .

El cambio total en el índice de serviciabilidad (ΔPSI) viene dado por la *Ec. 2.2*:

$$\Delta PSI = P_0 - P_t \text{ (Ec. 2.2)}$$

- **(M_r) Módulo de rotura del concreto.**

El módulo de rotura, también conocido como resistencia a la flexión, es importante como variable de entrada para el diseño de pavimentos rígidos, debido a que el concreto trabaja principalmente a flexión. Este parámetro permite controlar el agrietamiento por fatiga originado por las cargas cíclicas a las que está sometido el pavimento. Los valores del módulo de rotura varían entre 3.8 Mpa (400 psi) y 4.8 Mpa (700 psi).

Para determinar las características de flexión del concreto se realiza un ensayo el cual está normalizado en la ASTM C78, en este se utiliza una probeta prismática de concreto medido a los 28 días, a la cual se les aplica una carga en los tercios de la luz, forzando la falla en el tercio central de la probeta.

- **(C_D) Coeficiente de drenaje.**

El coeficiente de drenaje fue incorporado en la guía AASHTO para diseño de pavimentos rígidos a raíz de los efectos del drenaje en el desempeño de la estructura de pavimento, tales como el efecto de la humedad en la resistencia de la subrasante y en la erosionabilidad de la subbase.

Este coeficiente se obtiene de acuerdo a la evaluación de dos parámetros. El primero es la condición de drenaje del sector donde se va a construir la vía, la AASHTO clasifica esta condición de acuerdo al tiempo que tarda el agua infiltrada en ser evacuada del pavimento (Ver Tabla 2.13), y el segundo es el tiempo (expresado en porcentaje) que va a estar expuesto el pavimento a niveles de humedad próximos a la saturación durante un año, este dato depende de la precipitación media anual. Combinando los parámetros anteriores se obtienen valores del coeficiente de drenaje recomendados por la guía AASHTO (Ver Tabla 2.14).

Calidad del drenaje	Excelente	Bueno	Aceptable	Pobre	Muy pobre
Tiempo de remoción de agua *	2 horas	1 día	1 semana	1 mes	Agua no drenada

***Basado en el tiempo de drenaje, tiempo requerido para drenar el 50% del agua drenable.**

Tabla 2.12. Clasificación de la calidad del drenaje de materiales de base y subrasante. Fuente: Guía AASHTO para diseño de estructuras de pavimento AASHTO 93.

CALIDAD DEL DRENAJE	PORCENTAJE DEL TIEMPO QUE LA ESTRUCTURA DEL PAVIMENTO ESTÁ EXPUESTA A NIVELES DE HUMEDAD PRÓXIMOS A LA SATURACIÓN.			
	<1%	1% - 5%	5% - 25%	>25%
Excelente	1.25 - 1.20	1.20 - 1.15	1.15 - 1.10	1.10
Bueno	1.20 - 1.15	1.15 - 1.10	1.10 - 1.00	1.00
Regular	1.15 - 1.10	1.10 - 1.00	1.00 - 0.90	0.90
Malo	1.10 - 1.00	1.00 - 0.90	0.90 - 0.80	0.80
Muy Malo	1.00 - 0.90	0.90 - 0.80	0.80 - 0.70	0.70

Tabla 2.13. Valores de coeficiente de drenaje, Cd. Fuente: Guía AASHTO para diseño de estructuras de pavimento-AASHTO 93.

- **(J) Coeficiente de transferencia de carga.**

Es un factor usado en el diseño de pavimentos rígidos para tomar en cuenta la habilidad de una estructura de un pavimento de concreto para transferir cargas a través de discontinuidades, tales como juntas o grietas. Los dispositivos de transferencia de cargas, trabazón de agregados y la presencia de bermas de concreto tienen efecto sobre este valor. El valor de “J” para un grupo dado de condiciones, generalmente se incrementa cuando las cargas de tráfico se incrementan, desde que la transferencia de carga de los agregados disminuye con las repeticiones de carga. La tabla 2.15 establece rangos de los coeficientes de transferencia de carga para diferentes condiciones desarrolladas a partir de la experiencia y de análisis mecánico de esfuerzos. Como una guía general para

el rango de los valores “*J*”, deberán utilizarse los valores más altos con los valores más bajos de “*k*”, con los valores más altos de coeficientes térmicos y con variaciones grandes de temperatura.

Dispositivos de Transferencia de Cargas	Asfalto		PCC unido Concreto	
	Sí	No	Sí	No
Tipo de Pavimento				
1. Simple con juntas no reforzado o reforzado con juntas	3.2	3.8 – 4.4	2.5 – 3.1	3.6 – 4.2
2. CRCP 2. (CRCP) pavimentos de concreto continuamente reforzados	2.9 – 3.2	N/A	2.3 – 2.9	N/A

Tabla 2.14. Coeficientes de transferencia de carga recomendados para varios tipos de pavimentos y condiciones de diseño. Fuente: Guía AASHTO para diseño de estructuras de pavimento-AASHTO 93.

Pavimentos con Juntas.

El valor de “*J*” recomendado para un pavimento de concreto simple con juntas (JCP) o para un pavimento de concreto reforzado con juntas (JRCP) con algún tipo de dispositivo de transferencia de cargas (tal como las barras lisas o dowels) en las juntas, es de 3.2. Este valor es indicativo de la transferencia de cargas de pavimentos con juntas sin bermas articuladas de concreto.

Para pavimentos con juntas sin dispositivos de transferencia de carga en las juntas, la guía AASHTO recomienda un valor de “*J*” de 3.8 a 4.4. Si el concreto tiene un coeficiente térmico elevado, deberá incrementarse el valor de “*J*”. Por otro lado, si se anticipan unos cuantos camiones pesados como en caminos de

bajo volumen de tránsito, puede disminuirse el valor de “*J*” debido a que la pérdida de trabazón de los agregados será menor.

Pavimentos Continuamente Reforzados.

El valor de “*J*” recomendado para pavimentos de concreto continuamente reforzados (CRCP) sin bermas articuladas de concreto está entre 2.9 y 3.2, dependiendo de la capacidad para transferir cargas por trabazón de los agregados (como grietas transversales futuras). En el pasado un valor comúnmente usado del valor de “*J*” para CRCP es de 3.2, pero con mejores diseños para el control de la abertura de las grietas, cada agencia deberá desarrollar criterios basados en los agregados locales y rangos de temperatura.

Bermas Unidas o Carriles Externos Ensanchados.

Una de las mayores ventajas de usar bermas PCC (o carriles externos ensanchados) es la reducción de esfuerzos en la losa y el incremento en la vida de servicio que ellas proveen. Para tomar en cuenta esto, pueden usarse valores de “*J*” significativamente más bajos para el diseño de pavimentos con juntas y de pavimentos continuos.

Para pavimentos de concreto continuamente reforzados, el rango de “*J*” está entre 2.3 y 2.9, con un valor recomendado de 2.6. Este valor es considerablemente más bajo que el del diseño de pavimentos de concreto sin

bermas unidas, debido a la significativamente incrementada capacidad de distribución de cargas de los pavimentos de concreto con bermas unidas.

- **(E_c) Módulo de Elasticidad del Concreto.**

Es un parámetro que indica la rigidez y la capacidad de distribución de cargas que tiene una losa de pavimento rígido. Este se puede determinar a través de un ensayo descrito en la norma ASTM C469, o en su defecto, correlacionarlo con la resistencia a la compresión del concreto (f'_c). La siguiente es una correlación recomendada por el American Concrete Institute para concreto de peso normal de cemento Portland (*Ver Ec. 2.3*):

$$E_c = 57000 (f'_c)^{0.5} \quad (Ec. 2.3)$$

Donde:

E_c = módulo elástico del PCC (en psi)

f'_c = Resistencia compresiva del PCC (en psi) determinada según AASHTO T22, T140, o ASTM C39.

- **(k) Módulo de reacción de la superficie de apoyo del pavimento (subrasante – subbase).**

El módulo de reacción de la subrasante-subbase, es una constante elástica que define la rigidez del material o resistencia a la deformación. Es la relación entre carga por unidad de área de superficie horizontal del suelo con el asentamiento

correspondiente de la superficie; este parámetro representa la capacidad portante que posee un suelo en estado natural o con la combinación de una subbase, siendo este el que servirá para colocar la estructura de pavimento.

“Este factor se obtiene a partir de un ensayo de placa, el cual da como resultado el valor de K. Debido al costo y la logística asociada a este ensayo, es común que este no se realice y, en cambio, se calcule el valor de K a partir de correlaciones con el CBR”. (Ver Figura 2.8). En el caso de usar una capa de subbase granular o estabilizada, el módulo de reacción de esta, afectará el de la subrasante, conformando un módulo de reacción combinado, el cual permite disminuir el espesor de la placa de concreto.

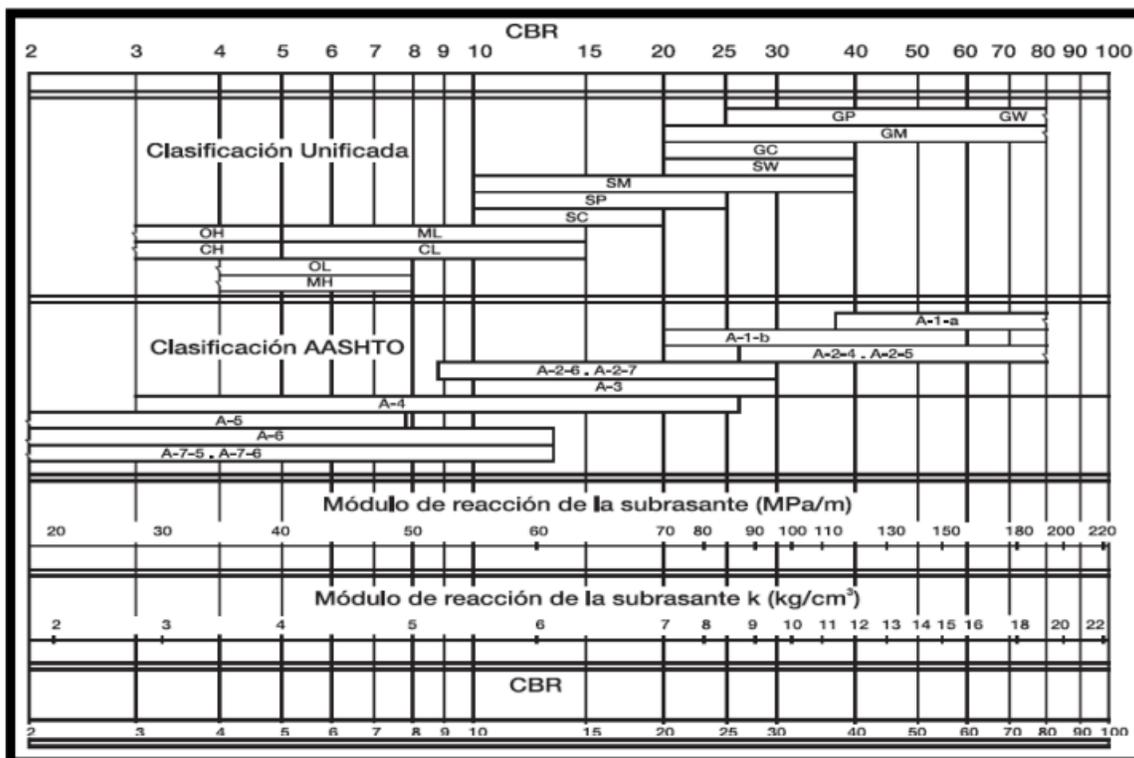


Figura 2.8. Correlación aproximada entre la clasificación de los suelos y los diferentes ensayos. Fuente: Manual de Diseño de Pavimentos de Concreto para Vías con Bajos, Medios y Altos volúmenes de tránsito – INVIAS.

La AASHTO, teniendo en cuenta las posibles fallas por erosión en el sistema de apoyo de la losa de concreto, establece un factor de pérdida de soporte (L_s), el cual conlleva una reducción del módulo de reacción efectivo del conjunto subbase y subrasante como se muestra en la Figura 2.9. La AASTHO recomienda que, para bases granulares sin tratar, se tomen valores de L_s entre 1.0 y 3.0.

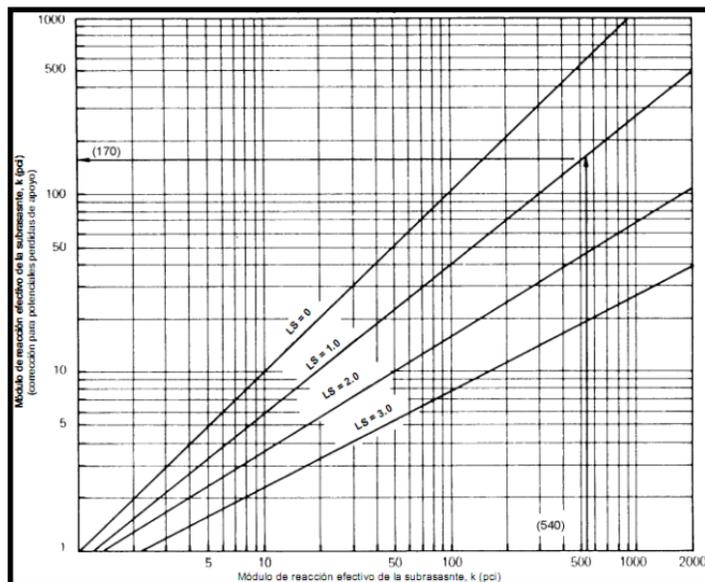


Figura 2.9. Correlación del módulo efectivo de reacción por pérdida de potencial de soporte. Fuente: Guía AASHTO para diseño de estructuras de pavimento AASHTO.

2.5.2 MÉTODO MECANICISTA – EMPÍRICO.

Estos procedimientos de diseño estructural de capas de pavimento se basan en el análisis mecánico para escoger una combinación de espesores y materiales con el fin de suministrar el nivel de servicio deseado de acuerdo con el tránsito esperado. Los elementos del procedimiento de diseño mecánico abarcan además los efectos climáticos, el modelo estructural y la respuesta del pavimento, la caracterización de los materiales, las funciones de transferencia y el análisis del comportamiento para concluir con el proceso de selección del sistema de pavimento a construir.

El modelo mecánico se basa en la teoría de multicapa elástica o elemento finito y determina las reacciones del pavimento a la carga de las ruedas en términos

de esfuerzos, deformaciones unitarias y deflexiones (σ , ϵ , Δ). La parte empírica del diseño utiliza las reacciones del pavimento para predecir la vida del mismo basada en observaciones hechas en campo. Así, el término “empírico” se debe a la definición de las funciones de transferencia a partir de datos reales.

2.5.2.1 PORTLAND CEMENT ASSOCIATION (PCA).

El método de la Portland Cement Association (PCA) fue desarrollado en Estados Unidos, su enfoque se considera empírico-mecanicista, debido a que está basado en las ecuaciones propuestas por Westergaard en 1926, los aportes con respecto a los efectos de las bases realizado por Burmister en 1945, la elaboración de las cartas de influencia por parte de Pickett y Ray para simplificar el diseño y el trabajo de análisis por elementos finitos realizados por Tayabji y Colley, en el cual se estudió el comportamiento de una losa de espesor variable y dimensiones finitas (180 x 144) a la cual se aplicaron cargas de centro, de borde y de esquina, considerando diferentes condiciones de apoyo y soporte.

Este método utiliza, también como base, el análisis de resultados de modelos a escala y ensayos viales como la prueba Arlington Test, en la cual se estudió el efecto que tiene el uso de distintos tipos de subbases, juntas y bermas de concreto en el comportamiento del pavimento.

En general, el método de diseño de la PCA está basado en:

- Análisis comprensivo de esfuerzos en el concreto y deflexiones en las juntas del pavimento, esquinas, y bordes, por un programa de computadora de elemento finito.
- Modelos y pruebas a escala verdadera como la Arlington Test y varios proyectos de investigación dirigidos por la PCA y otras agencias acerca de subbases, juntas y hombros de concreto.
- Pavimentos experimentales sujetos a pruebas de tráfico controlado, tales como la Bates Test Road, the Pittsburg Test Highway, the Maryland Road Test, the AASHO Road Test, y estudios de pavimentos de autopistas en servicio realizado por varios departamentos de estado de transporte.
- El desempeño de pavimentos construidos, normalmente sujetos a tráfico normal.

Criterios de diseño.

El método de diseño de la PCA considera dos criterios de falla:

- a) El criterio de erosión de la subbase por debajo de las losas, el cual reconoce que el pavimento puede fallar por un excesivo bombeo (erosión del terreno de soporte de la losa de concreto) y diferencias de elevaciones en las juntas.

Erosión: Es un criterio utilizado para limitar la deflexión que se produce en los bordes de las losas de concreto, juntas y esquinas del pavimento por efecto del bombeo. El bombeo es definido por la University of Washington of Civil and Environmental Engineering, (WSDOT Pavement Design), como “el movimiento de material por debajo de la losa de concreto o eyección de material desde abajo de la losa, como resultado de la presión del agua. El agua acumulada por debajo de la losa será presurizada cuando la losa flexione debido a carga”. El bombeo ocurre debido a muchas repeticiones de cargas de ejes pesados en las esquinas de la losa de concreto y bordes, erosión de subrasante, subbase, y materiales del hombro; lo cual genera huecos bajo y junto a la losa

La erosión se cuantifica en términos de porcentaje del daño total por erosión, se recomienda optimizar el diseño obteniendo un valor cercano al 100%, ya que, si se tienen valores menores a dicho porcentaje, se estaría determinando una estructura sobre diseñada.

b) El criterio del esfuerzo de fatiga, el cual reconoce que el pavimento pueda fallar debido a excesivas repeticiones de carga.

Fatiga: El análisis del criterio de fatiga es utilizado para evaluar los esfuerzos producidos en las losas del pavimento, ante la aplicación de cargas sobre las losas, lo cual puede producir esfuerzos excesivos, que generan agrietamientos. El objetivo es mantener los esfuerzos en el concreto, que constituye la losa,

dentro de los límites de seguridad, basándose en el factor de relación de esfuerzos, el cual corresponde al esfuerzo de flexión dividido entre el módulo de ruptura del concreto a los 28 días.

La fatiga se cuantifica en términos de porcentaje de absorción de la fatiga, se recomienda optimizar el diseño obteniendo un valor cercano al 100%, ya que, si se tienen valores menores a dicho porcentaje, se estaría determinando una estructura sobre diseñada.

Aunque el método de la PCA se centra en el tema del diseño de espesores, también toma en cuenta otros aspectos de diseño para poder asegurar el buen funcionamiento y la duración del pavimento de concreto, los cuales son:

- Provisión para un soporte razonablemente uniforme.
- Prevención del “bombeo” o expulsión de lodo en el caso de subbases relativamente delgadas, ya sean tratadas o no tratadas con cemento, en caso de proyectos en que el tráfico esperado de camiones sea suficientemente grande como para causarlo.
- Uso de un diseño de juntas que garantice una adecuada transferencia de cargas y facilite el uso de suelos si son requeridos para hacerlas efectivas, prevenga daños de las mismas debido a filtraciones.

- Uso de un diseño de mezclas y agregados que proporcionen un concreto de buena calidad, con la resistencia y durabilidad necesarias, bajo las condiciones actuales de exposición.

Los criterios de diseño de espesores de este método están basados en la experiencia del comportamiento general de los pavimentos. Pero también da opción de que si se dispone de experiencia del comportamiento específico sea regional o local en condiciones más favorables o adversas, pueden hacerse las apropiadas modificaciones a los criterios de diseños. Estas condiciones que pueden dar paso a las modificaciones pueden ser de clima, suelos o drenajes e innovaciones futuras en los diseños de pavimentos.

FACTORES DE DISEÑO DEL MÉTODO DE LA PCA 84.

Después de seleccionar el tipo de pavimento de concreto (simple, reforzado, continuamente reforzado), el tipo de subbase (granular o estabilizada) si es necesaria y el uso o no de barras de transferencia y bermas; el espesor de diseño es determinado con base en las siguientes variables.

- ***(M_r) Resistencia del concreto a la flexión.***

La resistencia del concreto a la flexión es considerada en el procedimiento de diseño mediante el criterio de fatiga, que controla el agrietamiento del pavimento bajo las cargas repetitivas de camiones.

El pandeo de un pavimento de concreto sometido bajo cargas axiales produce esfuerzos de compresión y flexión. Sin embargo, las relaciones de los esfuerzos de compresión son demasiado pequeños para influenciar en el diseño del espesor de la losa. Las relaciones de los esfuerzos y resistencias de flexión son mucho más altos, excediendo a menudo valores de 0.5. Como resultado, los esfuerzos flexores y la resistencia a la flexión del concreto son usados en el diseño de espesores. La resistencia a la flexión es determinada mediante pruebas de módulo de rotura, realizadas usualmente sobre vigas de 15x15x75 cm.

Para algunos proyectos específicos, la dosificación del concreto debe ser diseñada para proporcionar adecuada durabilidad y resistencia flexora, al menor costo posible.

El módulo de rotura puede ser obtenidas mediante cargas en cantiliver, en un punto central, o en los tercios. El valor determinado por el método más conservador de la carga en los tercios (ASTM C78), es utilizado para el diseño en el método de la PCA.

Las pruebas de resistencia son comúnmente realizadas a los 7,14,28 y 90 días. Los resultados de prueba a los 7 y 14 días son comparados con los requerimientos de las especificaciones para control del trabajo y para determinar cuándo los pavimentos pueden ser abiertos al tráfico.

Los resultados del ensayo a los 28 días han sido comúnmente utilizados para el diseño de espesores de pavimentos de carreteras y calles; los resultados a los 90 días son usados para el diseño de pistas de aterrizaje. Estos valores son empleados debido a que hay muy pocas repeticiones de esfuerzo durante los primeros 28 a 90 días de la vida del pavimento en comparación con los millones de repeticiones de esfuerzo que ocurrirán con el transcurso del tiempo.

El concreto continúa adquiriendo mayor resistencia con la edad, tal como se muestra en la *Figura 2.10*. La resistencia ganada es mostrada por la curva llena, que representa los valores (M_r) promedio para varias series de ensayos de laboratorio, de vigas de prueba curadas en el campo y secciones de concreto tomadas de pavimentos en servicio.

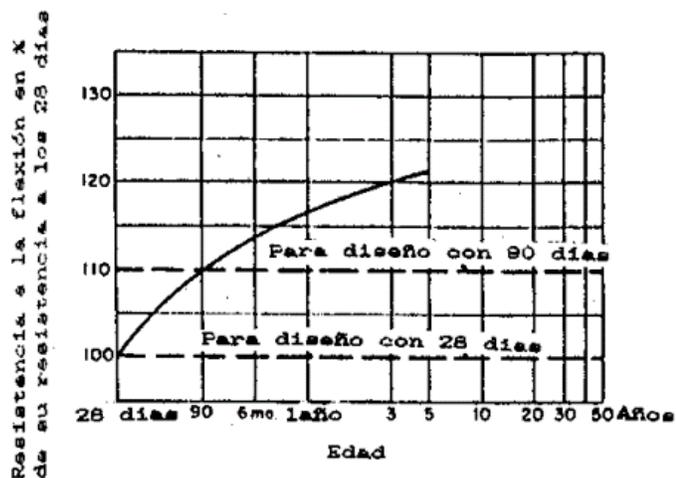


Figura 2.10. Relación entre la resistencia a la flexión y la edad de diseño. Fuente: *Diseño de Pavimentos de Concreto por el método de la PCA 84*.

- **(k) Resistencia de la subrasante y subbase combinada.**

El soporte que proporciona la subrasante y la subbase, donde es usada; es el segundo factor en el diseño de espesores. Al igual que el método AASHTO, el método de la PCA define el soporte de la subrasante y subbase en términos del módulo de reacción de la subrasante (**k**) de Westergaard.

El módulo de reacción puede ser calculado a través del ensayo de placa de carga, pero debido a que este ensayo requiere tiempo y dinero; el valor de (**k**) es estimado generalmente por correlación con otros ensayos simples, tal como la Razón de Soporte de California (California Bering Ratio-CBR) o las pruebas de valores-R. El resultado es válido porque no se requiere la determinación exacta del valor (**k**); las variaciones normales para un valor estimado no afectarán apreciablemente los requerimientos de espesores del pavimento. Las relaciones de la *Figura 2.11* son satisfactorias para propósitos de diseño.

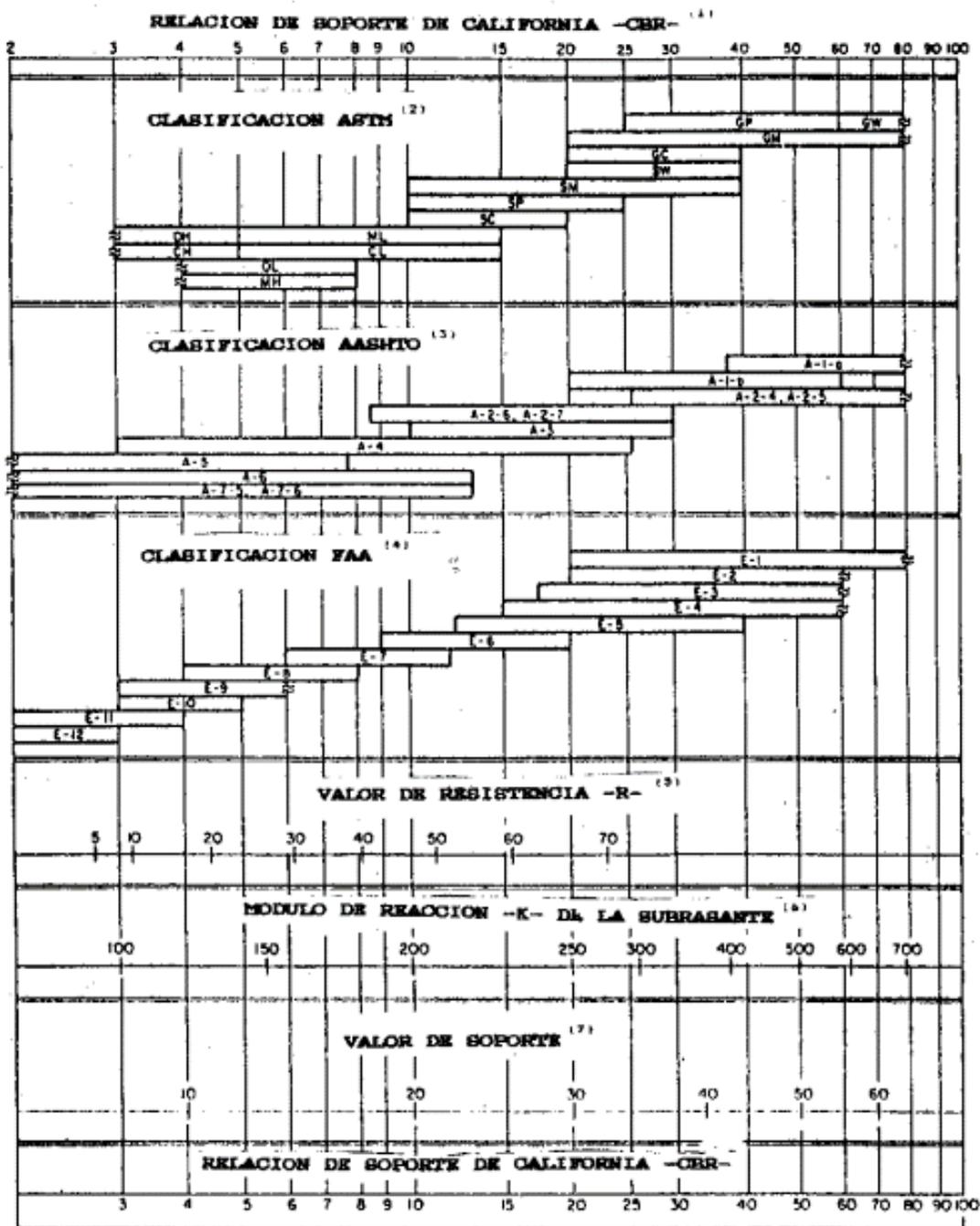


Figura 2.11. Relaciones aproximadas entre las clasificaciones de suelos y los valores de soporte. Fuente: Diseño de Pavimentos de Concreto por el método de la PCA84.

No es económico usar subbases no tratadas con el solo propósito de incrementar los valores de (k) . Donde sea empleada una subbase, se producirá un incremento del valor (k) que puede ser usado en el diseño del espesor. Si la subbase es un material granular no tratado, el incremento aproximado del valor (k) puede ser tomado de la Tabla 2.16.

Valor de (k) de la Subrasante (pci)	Valor (k) de la Subbase, pci.			
	4 Pulg.	6 Pulg.	9 Pulg.	12 Pulg.
50	65	75	85	110
100	130	140	160	190
200	220	230	270	320
300	320	330	370	430

Tabla 2.15. Efectos de la Subbase no Tratadas sobre los valores k . Fuente: Diseño de Pavimentos de Concreto – Método PCA 84.

Los valores de la Tabla 2.16 están basados en los análisis de Burmister para sistemas de dos capas mediante pruebas de carga sobre placas en losas a escala natural, realizados para determinar los valores (k) en subrasantes y subbases.

Las subbases tratadas con cemento son ampliamente usadas en pavimentos de concretos sujetos a tráfico pesado. Ellas son construidas de materiales granulares A-1, A-2-4, A-2-5 Y A-3 de la clasificación de suelos AASHTO. El contenido de cemento de la subbase tratada con cemento está basado en las pruebas estándar de laboratorio ASTM.

Otros procedimientos que den una calidad equivalente de material pueden ser usados. Los valores (k) de diseño para subbases tratadas con cemento y que reúnen los criterios antes señalados y vienen dados en la Tabla 2.17.

Valor de (k) de la Subrasante (pci)	Valor (k) de la Subbase, pci.			
	4 Pulg.	6 Pulg.	9 Pulg.	12 Pulg.
50	170	230	310	390
100	280	400	520	640
200	470	640	830	-

Tabla 2.16. Efectos de la Subbase Tratadas con Cemento sobre los valores k . Fuente: Diseño de Pavimentos de Concreto – Método PCA 84.

- **Período de Diseño.**

En la publicación de la PCA, el término periodo de diseño es usado en lugar del término vida del pavimento porque este último no está sujeto a una definición precisa. La vida de los pavimentos de concreto puede variar desde menos de 20 años en algunos proyectos con tráfico mayor de lo originalmente estimado o que han tenido defectos de diseño, materiales o construcción defectuosos; a más de 40 años en otros proyectos donde no existan defectos.

El término periodo de diseño es algunas veces considerado como sinónimo del término periodo de análisis de tráfico. El periodo de diseño seleccionado interviene en el diseño del espesor, ya que determina la cantidad de años que el pavimento debe funcionar desempeñándose adecuadamente, y, por lo tanto, determina también, la cantidad de tráfico pesado que debe soportar el pavimento.

- **Tráfico.**

La cantidad y los pesos de las cargas axiales pesadas esperadas durante la vida de diseño son los factores principales en el diseño de espesores de pavimentos de concreto. Estos se derivan de las estimaciones de las siguientes cargas de tráfico:

- ADT (tráfico promedio diario en ambas direcciones, todos los vehículos, “Average Daily Traffic”)
- ADTT (tráfico pesado promedio diario en ambas direcciones, “Average Daily Truck Traffic”)
- Cargas por ejes de tráfico pesado.

La información referente al tráfico es empleada para determinar el número de repeticiones esperadas de cada tipo de eje durante todo el periodo de diseño. Para poder conocer estos valores tendremos que conocer varios factores referentes al tránsito, como lo son el tránsito promedio diario anual (TPDA), el porcentaje que representa cada tipo de eje en el TPDA, el factor de crecimiento del tráfico, el factor de sentido, el factor de carril y el período de diseño, los cuales se muestran en la ecuación 2.4.

$$Re = TPDA * \%_{\text{tipo de eje}} * F_{\text{sentido}} * F_{\text{carril}} * P_{\text{diseño}} * F_{\text{crecimiento anual}} * 365 \text{ Ec. 2.4}$$

El método de diseño de la PCA recomienda considerar únicamente el tráfico pesado, es decir, que se desprecie todo el tráfico ligero como automóviles, paneles y pick-ups.

Factores de seguridad para las cargas.

El método de diseño exige que las cargas reales esperadas se multipliquen por factores de seguridad de carga (FSC o LSF, por sus siglas en inglés, Load Security Factor), la PCA recomienda los siguientes (*Ver Tabla 2.18*):

TIPO DE VIA	FSC
Vías de carriles múltiples en las cuales se espera un flujo de tránsito ininterrumpido con un elevado volumen de tránsito pesado.	1.2
Carreteras y vías urbanas arterias en las que se espera un volumen moderado de tránsito de vehículos pesados.	1.1
Calles residenciales y otras vías que vayan a soportar bajos volúmenes de tránsito de camiones.	1.0

Tabla 2.17. Factores de seguridad de carga. Fuente: Diseño de Pavimentos de Concreto – Método PCA 84.

En casos especiales, podría justificarse el uso de un factor de seguridad de carga tan alto como 1.3, para mantener un nivel de serviciabilidad mayor que el normal a través del periodo de diseño.

FORMULARIO DE DISEÑO DEL MÉTODO PCA 84.

En el manual de diseño: “Thickness Designfor Concrete Highway and Street Pavements” se presenta un formulario para el cálculo del espesor del pavimento, con la finalidad de ayudar al usuario en su procedimiento de diseño (*Ver Figura 2.12*).

También existen software basados en el método de la PCA publicado en 1984:

- PCAPAV, desarrollado por la PCA en 1990
- BS-PCA, desarrollado por ingenieros colombianos en el 2003
- PCAWin, desarrollado en la Universidad de Illinois en el 2000

Figura 2.12. Formulario de diseño del método de la PCA 84. Fuente: Diseño de Pavimentos de Concreto por el método de la PCA84.

Cálculo del espesor del pavimento

Proyecto: _____

Espesor de prueba: _____ in Dovelas en las juntas: SI _____ No _____

Subbase-Subrasante, k: _____ pci Hombro de concreto: SI _____ No _____

Módulo de ruptura, M_r: _____ Psi Periodo de diseño: _____ años

Factor de seguridad de carga, LSF: _____

Carga por eje, kips	Multiplicada por LSF	Repeticiones esperadas	Análisis de fatiga		Análisis de erosión	
			Repeticiones permisibles	Porcentaje de fatiga	Repeticiones permisibles	Porcentaje de daño
1	2	3	4	5	6	7

8. Esfuerzo equivalente _____ 10. Factor de erosión _____

9. Factor de relación de esfuerzo _____

Ejes Sencillos

11. Esfuerzo equivalente _____ 13. Factor de erosión _____

12. Factor de relación de esfuerzo _____

Ejes Tandem

14. Esfuerzo equivalente _____ 16. Factor de erosión _____

15. Factor de relación de esfuerzo _____

Ejes Tridem

Total				Total		

Con respecto al formulario de la Figura 2.12 la PCA dicta que el espesor de losa se considerará no adecuado si cualquiera de los totales del factor de fatiga y de erosión son mayores al 100%; por lo que habrá que utilizar un espesor mayor para hacer otra iteración; si la absorción total de fatiga y el daño total de erosión fueran mucho menores que 100%, será necesario utilizar un espesor menor para hacer una nueva iteración; seguir iterando hasta obtener un espesor de losa de concreto óptimo con ambos totales del factor de fatiga y del factor de erosión cercanos al 100%.

2.5.2.2 MÉTODO PARA EL DISEÑO DE PAVIMENTOS ACPA STREETPAVE.

La American Concrete Pavement Association (ACPA) ha desarrollado una herramienta para el diseño estructural de pavimentos de concreto en arterias de bajo volumen de camiones. Esta metodología de verificación es una versión actualizada y revisada del Método de la Portland Cement Association (PCA), la cual ha sido orientada esencialmente al dimensionamiento de pavimentos rígidos en vías urbanas y rurales de bajo tránsito pesado.

Esta herramienta ha sido lanzada mediante un nuevo software de diseño que, además de determinar el espesor de pavimento de concreto necesario, incorpora recomendaciones para el dimensionamiento de las juntas del pavimento, permite efectuar análisis de sensibilidad de distintas variables y cuenta con la posibilidad

de calcular una estructura flexible equivalente; para luego efectuar un análisis del ciclo de vida de ambas alternativas.

El objetivo del nuevo desarrollo fue realizar una revisión de la metodología, orientándola básicamente al dimensionamiento de vías de bajo tránsito pesado. Asimismo, debido a que se consideró que, para reducidos volúmenes de tránsito pesado, el método de la PCA suele brindar resultados conservadores en comparación con otros métodos de verificación, una de las premisas establecidas fue la de detectar aquellos parámetros que pudieran conducir a posibles sobredimensionamientos.

MODELO DE FATIGA ACPA StreetPave.

El método de la Portland Cement Association, basa su análisis en la verificación de los dos principales modos de falla de los pavimentos rígidos. El criterio de Fatiga es el que permite mantener los esfuerzos del pavimento, producidos por la acción repetitiva de cargas, dentro de los límites de seguridad y con ello prevenir el agrietamiento por fatiga. En tanto que el criterio de Erosión, se ocupa de limitar los efectos de la deflexión del pavimento en bordes, juntas y esquinas de las losas, controlando así la erosión de los materiales de las capas inferiores.

Para bajos volúmenes de tránsito pesado, el criterio de fatiga suele ser el determinante en el diseño, en tanto que, por el contrario, para elevado tránsito pesado, el criterio de erosión es el que gobierna el espesor mínimo requerido.

El modelo de fatiga de la PCA, se encuentra basado en información originada en ensayos de fatiga en vigas, desarrollados durante la década del 50 y 60. La curva de verificación derivada y adoptada por el modelo, corresponde a la curva envolvente del límite inferior de las repeticiones admisibles para cada relación de tensiones, incorporando mediante esta práctica un nivel alto de confiabilidad en la verificación de este parámetro.

Para la realización de este método, la ACPA encomendó un trabajo de investigación para expandir, mejorar y ampliar el modelo de Fatiga de la PCA, incluyendo la confiabilidad como parámetro para la predicción de la fisuración en pavimentos de concreto. De esta manera, a diferencia del método de la PCA, en el cual existía una única curva de fatiga, en la nueva metodología, la misma se encuentra determinada por el diseñador, al momento de seleccionar el valor de Confiabilidad acorde con el tipo de vía que dimensionará.

En la Figura 2.13 se representa el modelo de Fatiga ACPA StreetPave, junto con la representación de una serie de curvas correspondientes a distintos valores de Confiabilidad. También se encuentra representada la curva de la PCA, en la cual puede observarse que, en el rango de relación de tensiones usualmente empleado en las verificaciones (0,5 a 0,8), la misma resulta muy similar a la curva correspondiente a la del 90% de Confiabilidad del Modelo ACPA StreetPave.

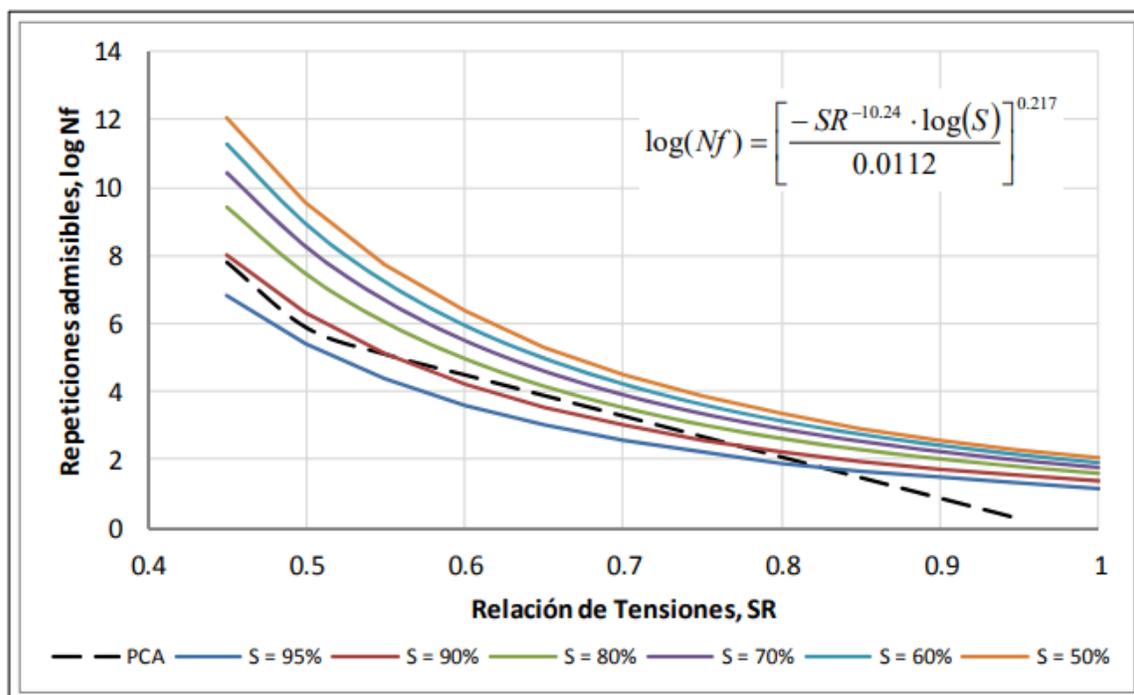


Figura 2.13. Curvas de fatiga ACPA StreetPave para distintos valores de confiabilidad. Fuente: Nueva Metodología para el Diseño de Pavimentos de Hormigón ACPA StreetPave.

ANÁLISIS DE LAS CARACTERÍSTICAS DE DISEÑO.

El nuevo método de verificación guarda muchas similitudes con el método de la PCA, e incluso emplea prácticamente las mismas variables de entrada durante el proceso de diseño. El único cambio significativo en este sentido es que, aparecen la Confiabilidad y el Porcentaje de losas aceptable al final de la vida útil; en reemplazo del Factor de Seguridad de Cargas, que involucraba un mejoramiento de las mismas en la verificación.

Variables de Entrada.

- Subrasante
- Subbase
- Calidad del concreto y sus propiedades mecánicas
- Período de diseño
- Tránsito. Configuración de cargas por eje
- Proporción de vehículos pesados en el Carril de diseño
- Transferencia de cargas en juntas transversales y bordes
- Confiabilidad. Porcentaje de losas fisuradas

PROCEDIMIENTO DE VERIFICACIÓN.

Una vez analizadas todas las variables, se está en condiciones de incorporarlas a la metodología para la determinación del espesor de concreto más adecuado. Este método de diseño, al igual que el procedimiento de la PCA, determina para cada espesor de calzada propuesto, y en función de las condiciones de proyecto previamente descritas, las repeticiones admisibles para cada carga de ejes simples, dobles y triples, tanto para el criterio de fatiga como de erosión. La relación entre las repeticiones esperadas de cada eje y las admitidas, constituye

el consumo de fatiga o daño por erosión específico para cada uno de las cargas previstas.

El espesor tentativo no será adecuado si la sumatoria de los consumos de fatiga o erosión individuales para las cargas previstas supera el 100 %. En este caso, se deberá adoptar un espesor mayor y repetir todo el procedimiento de diseño, hasta que los mismos no superen el 100 %. Si estos valores están muy por debajo del 100 % se procederá en forma inversa, disminuyendo el espesor tentativo hasta acercarse lo más posible al límite máximo del 100 %, tanto para Fatiga como para Erosión. El espesor de pavimento se adoptará al centímetro superior más cercano.

2.5.2.3 MÉTODO AASHTO MEPDG 15.

El procedimiento de diseño basado en principios empírico-mecanicistas, permite evaluar los efectos de la variación de los materiales en el desempeño de los pavimentos, entregando una relación racional entre las especificaciones de materiales, los procesos constructivos, y el diseño estructural del pavimento. Esta nueva guía incluye, además, métodos que consideran directamente el envejecimiento de los materiales, mes a mes, a lo largo del período de diseño.

Una de las principales razones para las fallas prematuras en los pavimentos es la imposibilidad de incorporar adecuadamente en los procedimientos de diseño las variaciones en la calidad de los materiales y en los procesos constructivos.

Tales variaciones no fueron consideradas como variables experimentales primarias en la prueba de rodado AASHTO. En la figura 2.14, se observa que la línea continua representa el desempeño observado de los pavimentos actuales.

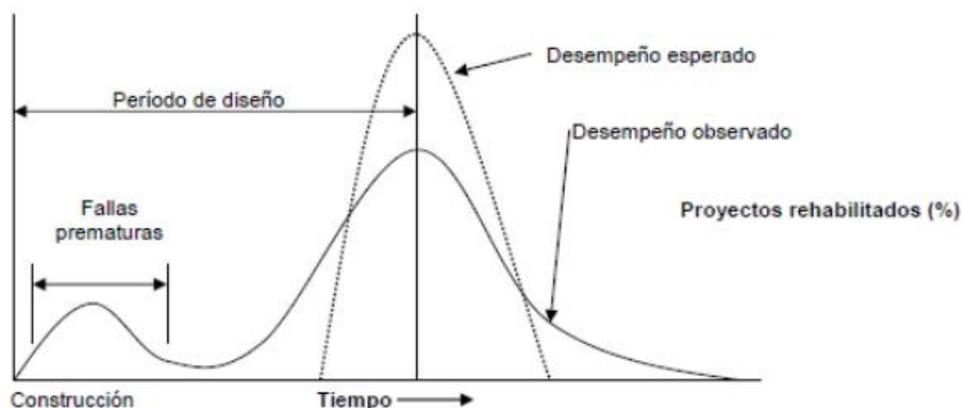


Figura 2.14. Desempeño de los pavimentos actuales Fuente: AASHTO MEPDG – 15.

La guía AASHTO MEPDG presenta procedimientos para el análisis y el diseño de pavimentos flexibles y rígidos, nuevos y rehabilitados, donde los modelos estructurales de pavimentos rígidos son analizados por un programa de elementos finitos bidireccionales.

El MEPDG representa un cambio importante en la forma en que se realiza el diseño de pavimentos. Mecanicista se refiere a la aplicación de los principios de la ingeniería mecánica, lo que conduce a un proceso de diseño racional que tiene tres elementos básicos:

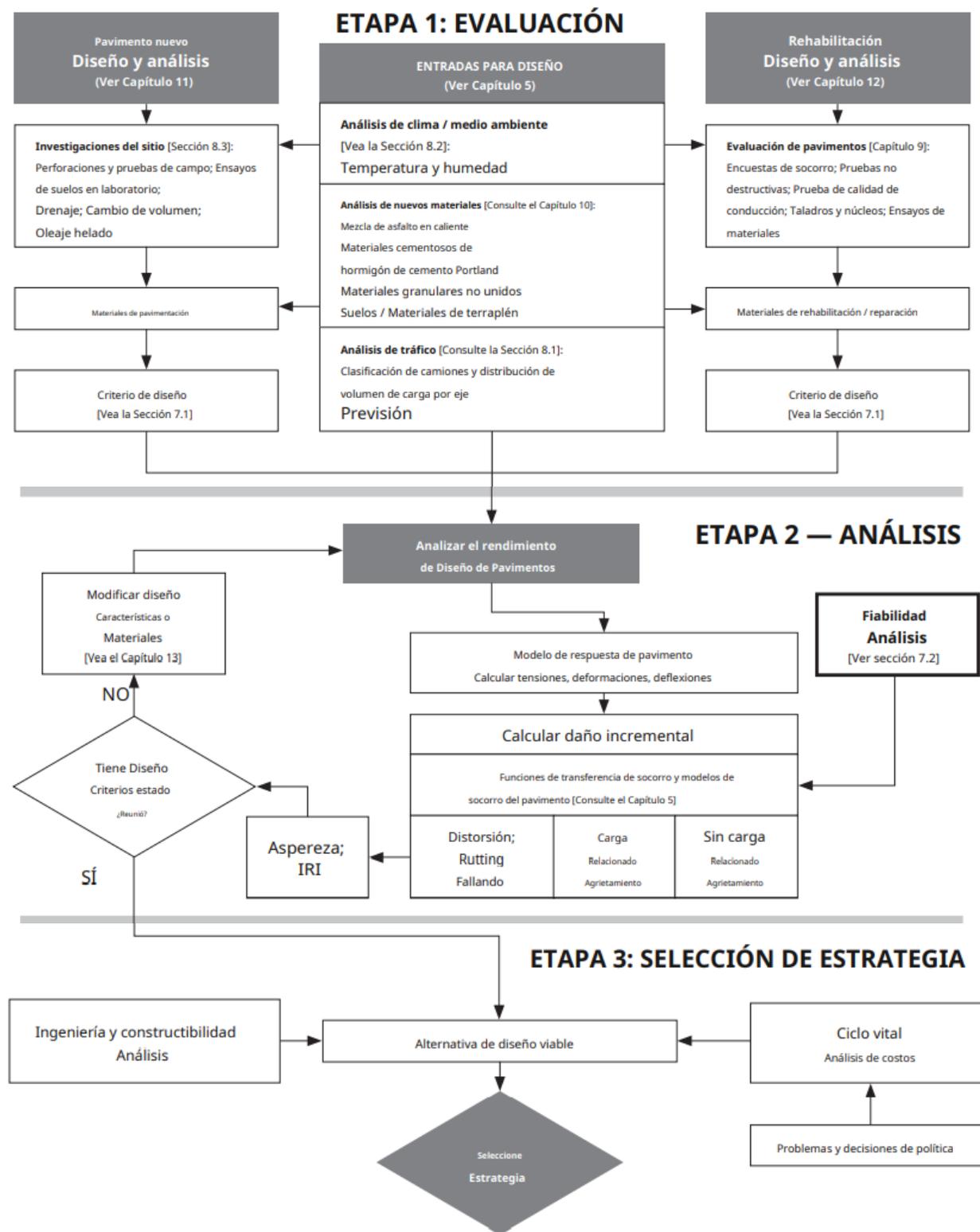
La teoría utilizada para predecir las respuestas críticas del pavimento (deformaciones, tensiones, deflexiones, etc.), como función de tráfico y carga climática (la parte mecanicista);

2) Procedimientos de caracterización de materiales que apoyan y son consistentes con la teoría seleccionada;

3) Relaciones definidas entre el parámetro crítico de respuesta del pavimento y la experiencia observada en el campo (la parte empírica).

De manera general, el proceso para el análisis de diseño se puede bosquejar de la siguiente manera (Ver Figura 2.15).

Figura 2.15. Diagrama de flujo conceptual del proceso de análisis / diseño de tres etapas para el diseño ME de pavimento de AASHTO Ware. Fuente: Guía de diseño de pavimentos Mecanico-Empirica MEPDG-15.



Esta guía, ofrece al usuario una interfaz para el diseño; el aspecto de esta es la siguiente:

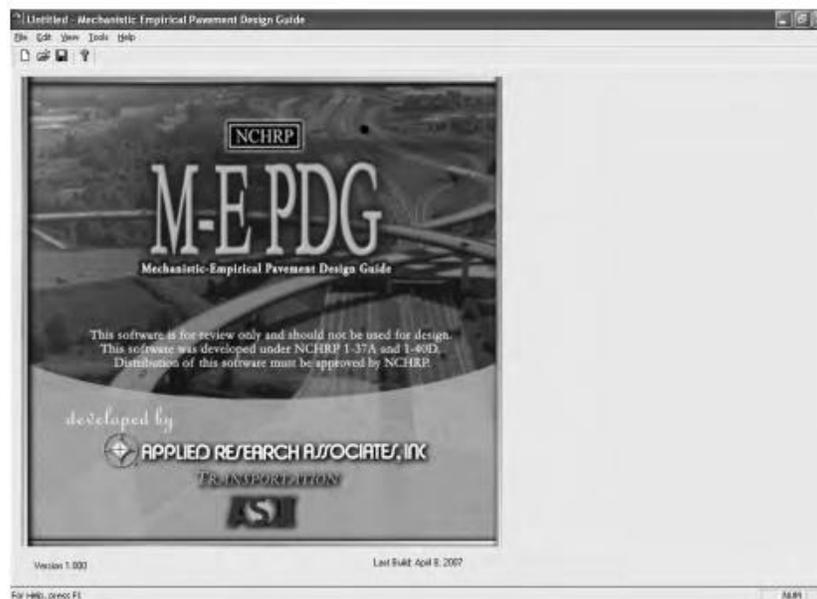


Figura 2.16. Pantalla de inicio Software MEPDG. Fuente: Guía de diseño de pavimentos Mecanico-Empirica MEPDG-15.

MÓDULOS DEL MÉTODO EMPÍRICO-MECANÍSTICO

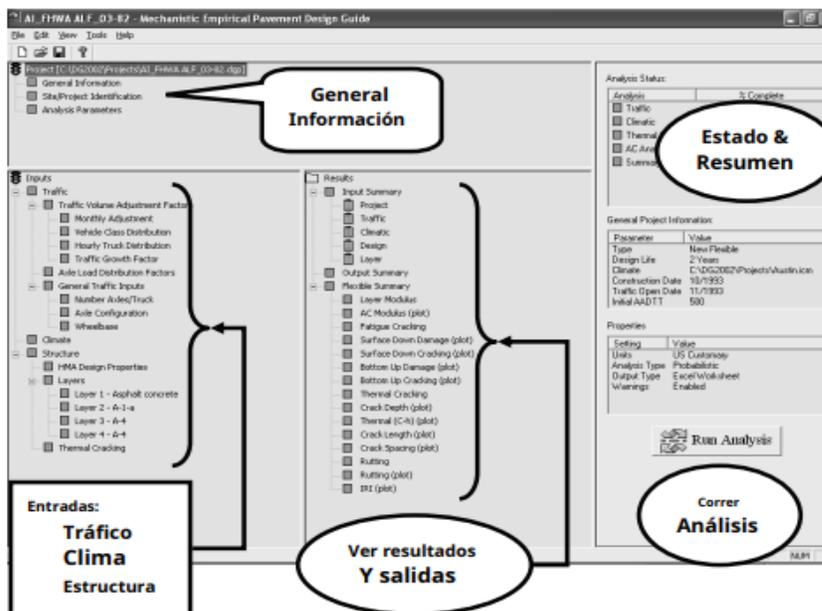


Figura 2.17. Diseño del Software MEPDG. Fuente: Guía de diseño de pavimentos Mecanico-Empirica MEPDG-15.

El estado de cualquier módulo (o submódulo) en un instante determinado se indica en la pantalla de entrada mediante colores: verde-amarillo-rojo, (Ver Figura 2.18):

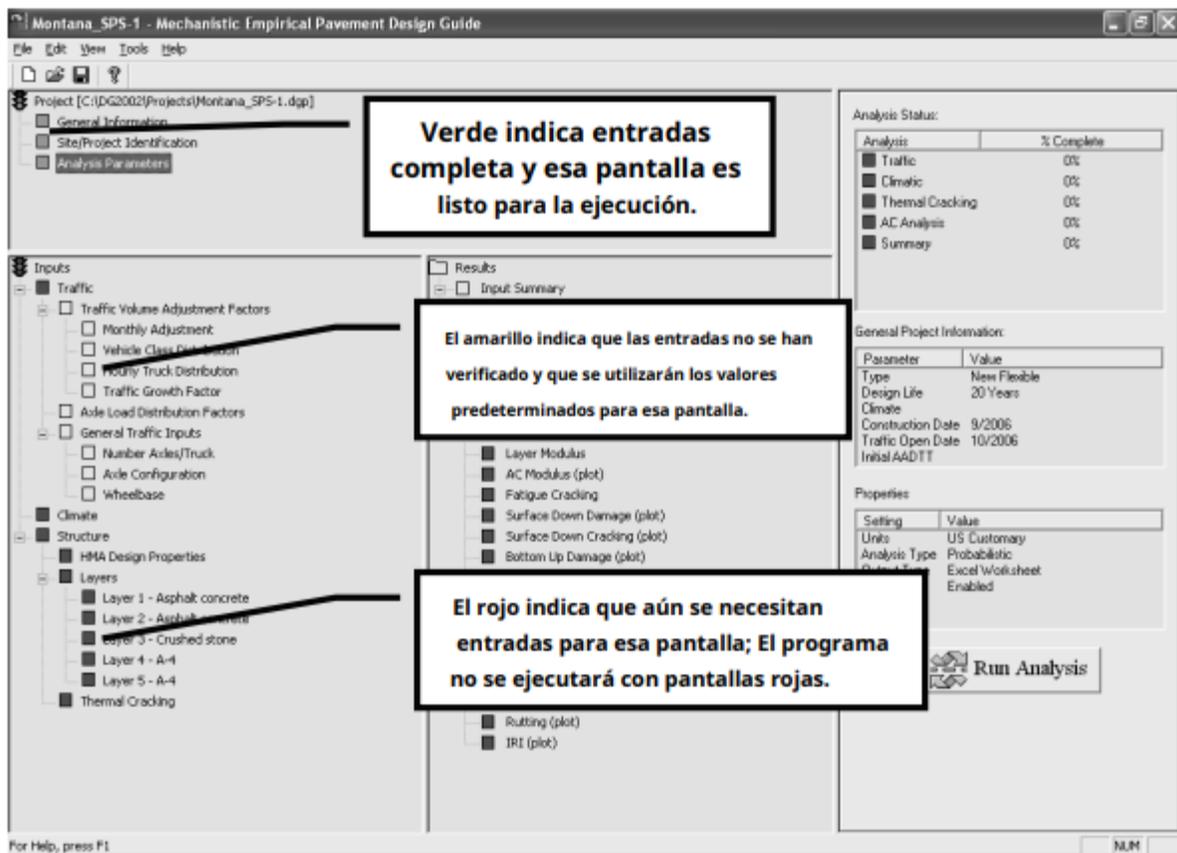


Figura 2.18. Entradas codificadas por colores para ayudar al usuario en la precisión de las entradas Software MEPDG. Fuente: Guía de diseño de pavimentos Mecánico - Empírica MEPDG - 15.

- **Módulo de Información General.**

La pantalla permite incluir la condición anticipada del pavimento al ponerlo en servicio (IRI inicial), así como los valores límites de comportamiento admisibles.

Criterios de comportamiento para pavimentos rígidos.

Pavimento Rígido
IRI terminal (pulg./millas)
Agrietamiento transversal (% de losas agrietadas)
Escalonamiento promedio en las juntas (pulg.)
Punzonamiento en pavimentos con refuerzo continuo (por milla)

Tabla 2.18. Parámetros de deterioro evaluados en MEPDG. Fuente: Guía de diseño de pavimentos Mecanico-Empírica MEPDG-15.

Analysis Parameters

Project Name:

Initial IRI (in/mi)

Performance Criteria

Rigid Pavement Flexible Pavement

	Limit	Reliability
<input checked="" type="checkbox"/> Terminal IRI (in/mi)	<input type="text" value="172"/>	<input type="text" value="90"/>
<input checked="" type="checkbox"/> Transverse Cracking (% slabs cracked)	<input type="text" value="15"/>	<input type="text" value="90"/>
<input checked="" type="checkbox"/> Mean Joint Faulting (in)	<input type="text" value="0.12"/>	<input type="text" value="90"/>
<input type="checkbox"/> CRCP Existing Punchouts	<input type="text"/>	<input type="text"/>
<input type="checkbox"/> Maximum CRCP Crack Width (in)	<input type="text"/>	<input type="text"/>
<input type="checkbox"/> Minimum Crack Load Transfer Efficiency (LTE%)	<input type="text"/>	<input type="text"/>
<input type="checkbox"/> Minimum Crack Spacing (in)	<input type="text"/>	<input type="text"/>
<input type="checkbox"/> Maximum Crack Spacing (in)	<input type="text"/>	<input type="text"/>

La probabilidad de que un diseño de pavimento determinado dure la vida útil prevista. El valor Aquí se ingresa la confiabilidad objetivo con la que se evaluarán todos los modelos de desempeño.

Figura 2.19. Definición de parámetros para pavimentos rígidos en Software MEPDG. Fuente: Guía de diseño de pavimentos Mecanico-Empírica MEPDG-15.

- **Módulo de Tránsito.**

Para este módulo, se deben considerar los siguientes parámetros:

- Distribución de cargas por eje
- Configuración
- Presión de inflado. Pasa de 85 psi (AASHO Road Test) a 115- 120 psi.
- Velocidad operativa de los vehículos. Muy importante en lo concerniente a respuesta de los materiales.
- Distribución horaria y estacional del tránsito.
- AADTT (TPDA): Corresponde al promedio del número de pasadas diarias de vehículos pesados (clase 4 a 13).

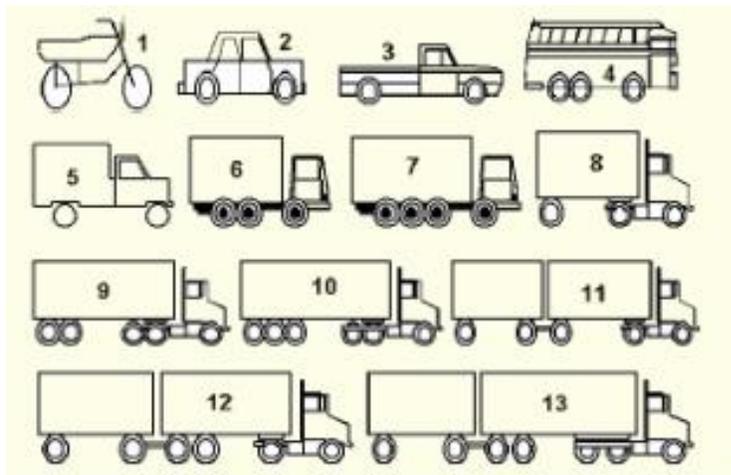


Figura 2.20. Configuraciones vehiculares a evaluar.

- Crecimiento del tránsito:
 - ✓ Sin crecimiento
 - ✓ Crecimiento lineal
 - ✓ Crecimiento compuesto

- Factor de distribución por camión: distribución normalizada de tipos de camiones durante el año. (Niveles 1 y 2). Determinado mediante datos de censos de tránsito y WIM o dividiendo el número de camiones de una determinada clase por el número total de camiones, medidos en un día típico del año.

De tal forma, que los datos puedan ingresarse a través del siguiente cuadro de diálogo.

The screenshot shows the 'Traffic' dialog box in the MEPDG software. The dialog box is titled 'Traffic' and has a question mark and close button in the top right corner. The main area contains several input fields and buttons:

- Design Life (years):** A text box containing the value '1' and a small '...' button to its right.
- Opening Date:** A date picker field showing 'October, 1986'.
- Initial two-way AADTT:** A text box containing '1000' and a small '...' button to its right.
- Number of lanes in design direction:** A text box containing '2'.
- Percent of trucks in design direction (%):** A text box containing '50.0'.
- Percent of trucks in design lane (%):** A text box containing '95.0'.
- Operational speed (mph):** A text box containing '60'.
- Traffic Volume Adjustment:** A label followed by a button labeled 'Edit'.
- Axle load distribution factor:** A label followed by a button labeled 'Edit'.
- General Traffic Inputs:** A label followed by a button labeled 'Edit'.
- Import/Export:** A button with a folder icon and the text 'Import/Export'.
- Traffic Growth:** A text box containing 'Compound, 4%' and a small '...' button to its right.
- OK:** A button with a checkmark icon and the text 'OK'.
- Cancel:** A button with an 'X' icon and the text 'Cancel'.

Figura 2.21. Definición de tráfico en Software MEPDG. Fuente: Guía de diseño de pavimentos Mecánico-Empírico MEPDG-15.

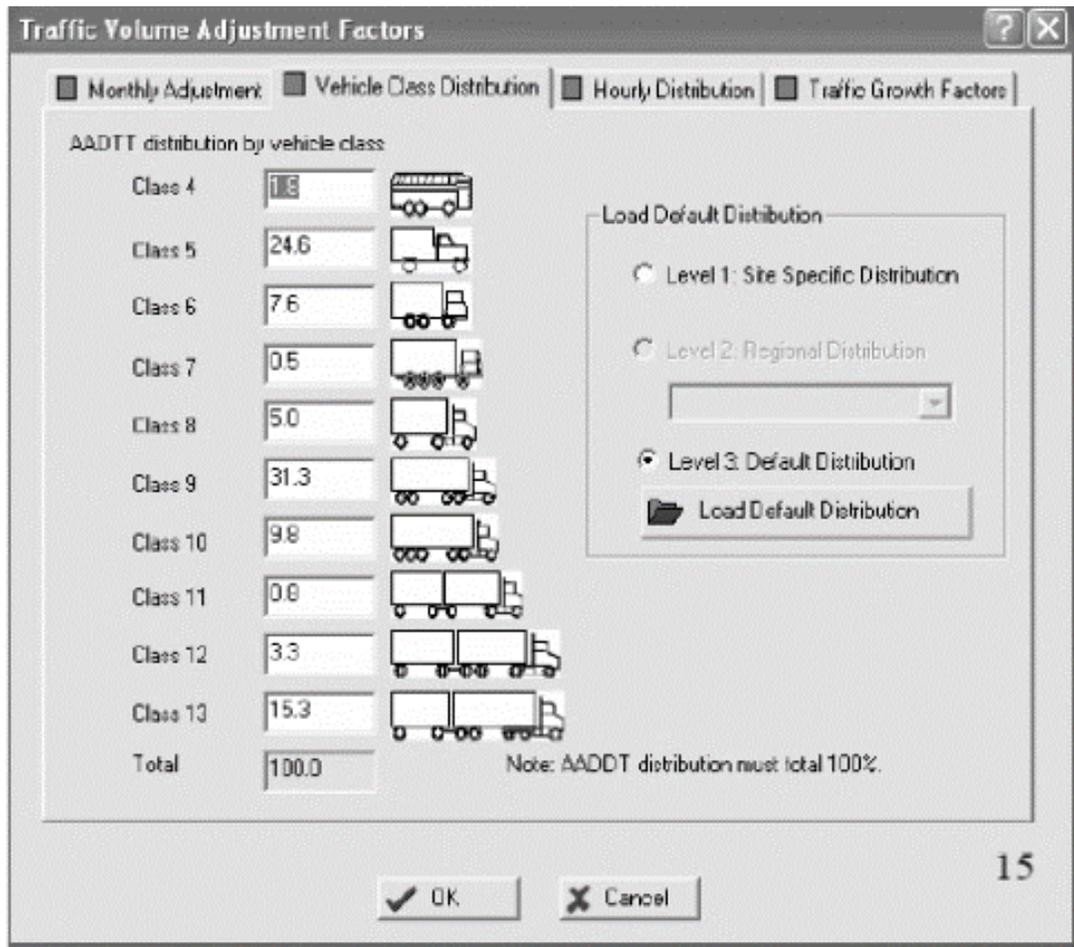


Figura 2.22. Ajuste de los factores de tráfico en Software MEPDG. Fuente: Guía de diseño de pavimentos Mecanico-Empirica MEPDG-15.

Otros factores de ajuste del tránsito:

- Factor de distribución mensual de camiones: relación que ajusta el promedio diario anual de camiones en cada mes del año.
- Factor de distribución horaria: porcentaje de tránsito medio diario anual de camiones en cada hora del día.

- Factores de distribución por dirección y por pista: iguales conceptos que en AASHTO 93.
- Factor de distribución de carga por eje: dependen del tipo de camión y grupo de cargas. Se define como el número de ejes en cada intervalo de carga por tipo de eje (simple, tándem, tridem) para cada clase de camión.
Otros datos requeridos:
 - Número de ejes por tipo de eje y por clase de camión: Número promedio de ejes de cada tipo por cada clase de camión.
 - Configuración de ejes, interesa conocer:
 - ✓ Ancho promedio de ejes, ancho de borde a borde y a bordes de ruedas.
 - ✓ Separación entre eje delantero y trasero.
 - ✓ Espaciamiento medio entre ejes: separación longitudinal.
 - ✓ Espaciamiento entre llantas duales.
 - Presión de inflado: presión del aire caliente dentro del neumático. 10% mayor que la presión en frío. Valor adoptado por defecto = 120 psi.

- **Módulo de Clima.**

Se deberán considerar los siguientes aspectos:

- Los perfiles de temperatura y humedad a lo largo del período de diseño del pavimento son estimados a través del “Modelo integrado y mejorado de clima” (EICM).
- El software EICM forma parte integral de la guía de diseño, realiza internamente todos los cálculos requeridos por esta y alimenta las salidas procesadas a las 3 componentes principales de la estructura de la guía:
 - ✓ Materiales
 - ✓ Respuestas estructurales
 - ✓ Predicción de comportamiento

Los datos requeridos para modelar las condiciones térmicas y de humedad en el módulo del clima son:

- Información general: Es la información que ya se introdujo en la pantalla inicial del Módulo de Información General.

- Información relacionada con el clima:

- ✓ Temperatura del aire
- ✓ Precipitación
- ✓ Velocidad del viento
- ✓ Radiación solar
- ✓ Humedad relativa

La configuración de esta información es la misma para los tres niveles jerárquicos de entrada de datos. El método dispone de una base de datos de estaciones meteorológicas de EEUU donde se encuentra esta información.

- Información sobre el nivel freático: Se debe incluir el mejor estimativo entre la profundidad promedio anual y el promedio estacional.
- Información sobre propiedades superficiales y de drenaje: Esta información es pertinente a las capas de rodadura asfálticas y de hormigón. Depende de la composición, color y textura superficial de la capa.

Las superficies claras y más reflectivas tienden a presentar menores absorciones. Se establecen 4 valores, aplicables a todos los niveles jerárquicos de entrada de datos.

No hay	
Menor	10% del agua lluvia se infiltra. Se aplica cuando la calzada y el hombro de un pavimento flexible esta integradas o cuando un pavimento rígido tiene hombro de concreto ancladas y la junta bien sellada
Moderada	50% del agua lluvia se infiltra Situaciones normales diferentes de las anteriores.
Extensa	100% del agua lluvia se infiltra. Generalmente inaplicable a pavimentos nuevos.

Tabla 2.19. Propiedades de drenaje en rodadura de pavimentos MEPDG. Fuente: Guía de diseño de pavimentos Mecanico-Empirica MEPDG-15.

- Longitud de la trayectoria de flujo: Distancia máxima que recorre una gota de agua desde que toca la superficie del pavimento hasta el punto donde sale de la misma. Queda definida por una línea que depende de las pendientes superficiales del pavimento.
- Pendiente transversal del pavimento (%): Se requiere para determinar el tiempo que tarda en drenar una capa de base o Subbase que se encuentre saturada.
- Información sobre la estructura del pavimento y sus materiales: En este instante, el diseñador comienza la elaboración del diseño del pavimento,

fijando los tipos de materiales y los espesores de las diferentes capas para un primer tanteo. En relación con las características de los materiales de las diferentes capas, ellas se definen en el módulo siguiente.

- ***Módulo de Materiales.***

Las propiedades requeridas para caracterizar los diferentes materiales clasifican en tres grupos:

- Propiedades requeridas para computar la respuesta del modelo de pavimento.
- Propiedades requeridas para caracterizar el modo de falla considerado específicas para cada tipo de pavimento y modo de falla.
- Propiedades requeridas para determinar los perfiles de humedad y temperatura en la sección transversal del pavimento Para pavimentos de concreto, el método las clasifica en cuatro grupos.
- Diferencia efectiva de temperatura: Es la diferencia de temperatura entre la superficie y el fondo de las losas. Esta diferencia incide en los esfuerzos de flexión por alabeo que afectan a los pavimentos de concreto simple. El programa trae por defecto 10 °F, que es el valor determinado en la calibración nacional efectuada en U.S.A.

- Diseño de juntas: El programa requiere la siguiente información:
Separación entre juntas transversales, tipo de sellante (ninguno, líquido, silicona, preformado), opciones de separación de juntas al azar, diámetro y separación de las varillas de transferencia de carga (pasadores).

- Soporte lateral: El programa brinda las siguientes opciones:
 - ✓ Berma de concreto anclada.

 - ✓ Eficiencia en la transferencia de carga a largo plazo: (relación entre la deflexión en el lado no cargado de la junta y la deflexión en el lado cargado de ella).

 - ✓ Uso de losas ensanchadas.

- Propiedades de la base: El programa requiere la siguiente información.
 - ✓ Tipo de base

 - ✓ Condición de la interfaz losa-base (ligada o no)

 - ✓ Posibilidad de pérdida de liga con la edad, en el caso de interfaz ligada

 - ✓ Índice de erosionabilidad de la base.

INFORMACIÓN DE LA CAPA 1 (losas de concreto)

- Propiedades generales
 - ✓ Material (concreto simple–concreto reforzado)
 - ✓ Espesor de la capa (el adoptado para el tanteo)
 - ✓ Peso unitario
 - ✓ Relación de Poisson

- Propiedades térmicas
 - ✓ Coeficiente de expansión térmica
 - ✓ Conductividad térmica
 - ✓ Capacidad calórica

- Propiedades de diseño de la mezcla
 - ✓ Tipo de cemento
 - ✓ Contenido de material cementante
 - ✓ Relación agua/cemento
 - ✓ Tipo de agregado

- ✓ Temperatura de esfuerzo cero: temperatura a la cual el concreto se libera de los esfuerzos a que está sometido durante la construcción.

- ***Módulo de análisis Empírico Mecanicista.***

Esta etapa está comprendida por un cómputo analítico, donde en las pantallas iniciales se ha requerido información sobre los meses de construcción y de apertura al tránsito. Ello permite al software coordinar los datos ambientales a las condiciones estacionales de temperatura y humedad esperadas. De esta manera, el programa calcula los perfiles de temperatura y humedad a través de la profundidad del pavimento y aplica el tránsito anticipado en cada período al modelo estructural afectado por el efecto del clima, de manera de ir evaluando el deterioro del pavimento en un proceso de progresión en el tiempo.

- ***Módulo de Salidas.***

Las salidas se dan en formatos de Excel e incluyen:

- Un resumen de los datos de entrada, incluyendo variables secundarias e índices basados en los "inputs".
- Una tabla resumen que muestra la evolución de los diferentes índices de deterioro.
- Una tabla resumen que compara los valores finales de los deterioros con los criterios de comportamiento

- Una tabla resumen de la evolución de los parámetros que varían con el tiempo o con la temperatura.

Para cada tipo de deterioro:

- ✓ Una tabla resumen de su evolución en el tiempo
- ✓ Una gráfica de su evolución en el tiempo.

2.6 PAVIMENTO RÍGIDO DE GEOMETRÍA OPTIMIZADA.

2.6.1 HISTORIA.

2.6.1.1 DESARROLLO EN CHILE.

Durante la última década, el Instituto del Cemento y del Hormigón (concreto) de Chile (ICH) ha impulsado la investigación en pavimentos de concreto con losas de dimensiones distintas a las convencionales. Los análisis preliminares indicaron que utilizando losas de dimensiones menores era posible reducir los esfuerzos sobre la losa.

La primera experiencia chilena en terreno se materializó en enero de 2004 en la Av. Libertador Bernardo O'Higgins (Santiago), donde se construyó un pavimento de concreto de losas cuadradas de 120 centímetros con espesores entre 15 y 20 cm y una longitud total del tramo es de 650 metros y se ubica en la calzada norte de la avenida Ecuador y la intersección Ruiz Tagle.

Este pavimento ha tenido un buen comportamiento, considerando 7 años de vida de servicio (2004-2011) han transitado cerca de 15 millones de Ejes Equivalentes. Los deterioros que se contabilizaron, no superaron el 10% de lasas agrietadas, siendo la condición predominante el agrietamiento longitudinal en aquellas lasas que presentaron algún tipo de grietas. Una representación del deterioro observado en este pavimento se muestra en la *Figura 2.23*.

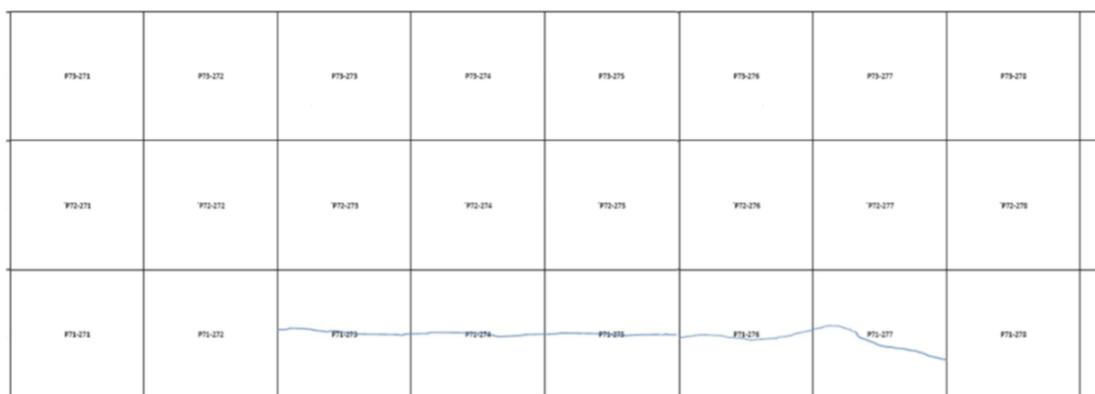


Figura 2.23. Tramo de estudio AV. Libertador Bernardo O'Higgins (Santiago de Chile) lasas de 15 cm de espesor, 1.20 m de longitud. Fuente: Diseño de lasas de hormigón con geometría optimizada.

Posteriormente se construyó dos tramos de prueba adicionales, uno en la localidad de Chiquihue (Puerto Montt) y otro en Padre Las Casas (Temuco). Las fechas de construcción fueron enero de 2005 y enero de 2006, respectivamente. Se consideró lasas de longitudes entre 88 cm y 350 cm, con espesores entre 8 y 15 cm, construidas sobre subbase granular.

Las lasas con espesores de 12 y 15 centímetros, con 175 y 350 centímetros de longitud respectivamente, presentan un bajo nivel de deterioro en comparación con las lasas de menores espesores, presentando un comportamiento mucho mejor de lo esperado. En las *Figuras 2.24 y 2.25* se muestran las lasas del tramo

de prueba Padre Las Casas a los 374.000 Ejes Equivalentes, donde comienza a presentarse con mayor frecuencia el agrietamiento transversal, longitudinal y esquina, este último se presenta con mayor claridad en losas de mayor longitud.

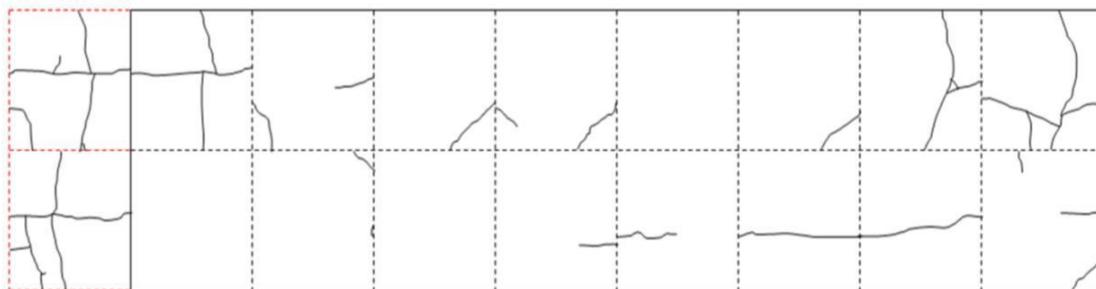
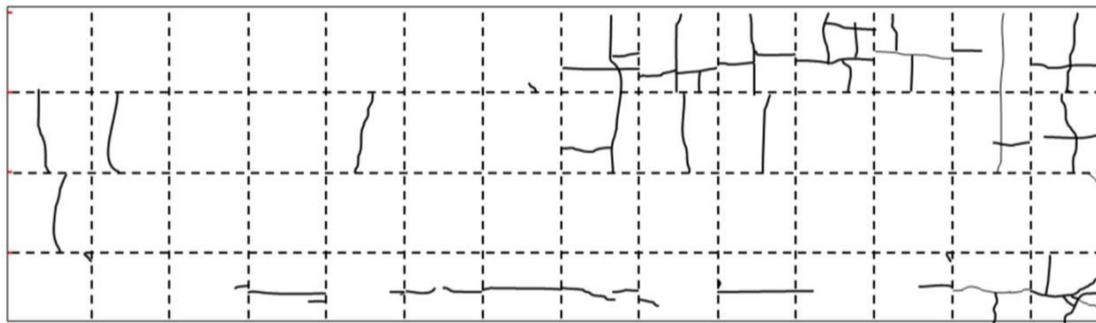


Figura 2.24. Tramo de prueba, Padre las Casas, losas de 15 cm de espesor y 3.50 m. de longitud.

Figura 2.25. Tramo de prueba, Padre las Casas, losas de 12 cm de espesor y 1.75 m. de longitud. Fuente: Diseño de losas de hormigón con geometría optimizada.



Para el caso de losas con menores espesores, el deterioro comienza a generarse a los 100.000 Ejes Equivalentes aproximadamente en el caso del tramo de prueba Chiquihue, y 220.000 en Padre Las Casas. El principal agrietamiento experimentado es de tipo longitudinal, ver Figuras 2.26 y 2.27.

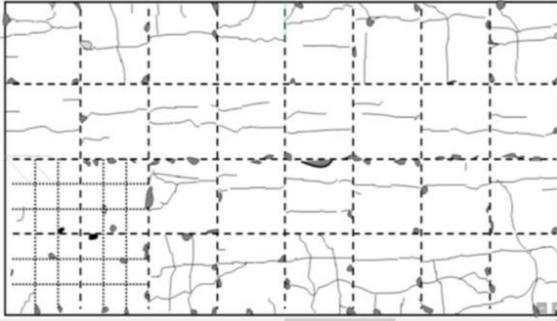


Figura 2.27. Tramo de prueba Chiquihue, losas de 10 cm de espesor, después de 219,000 ejes equivalente. Fuente: Diseño de losas de hormigón con geometría optimizada.

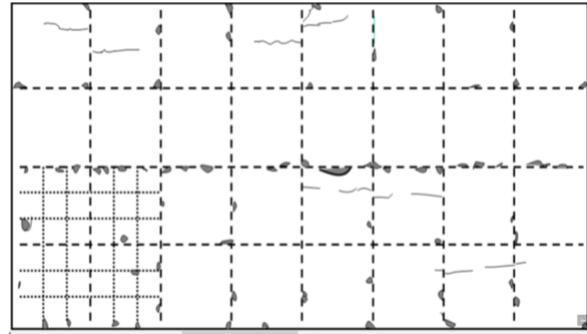


Figura 2.26. Tramo de prueba Chiquihue, losas de 10 cm de espesor, después de 106,000 ejes equivalentes. Fuente: Diseño de losas de hormigón con geometría optimizada.

Los pavimentos de losas con espesores de 8 centímetros en los tramos de prueba, mostraron un temprano agrietamiento en la primera pista construida en la línea de losas que se encuentra al lado de la berma, situación que es atribuible al efecto que el tránsito obligado a pasar lo más cerca posible de la berma mientras se construía la segunda pista, además las primeras pistas construidas fueron abiertas al tránsito prematuramente (11 y 8 días de construcción en Chiquihue y Padre Las Casas respectivamente), lo cual puede explicar el alto nivel de deterioro. Sin embargo, la segunda pista presenta un alto nivel de agrietamiento de tipo longitudinal al alcanzar los 100.000 Ejes Equivalentes y más aún cuando sobrepasa los 200.000 Ejes Equivalentes tal como muestran las Figuras 2.28, 2.29, 2.30, 2.31.

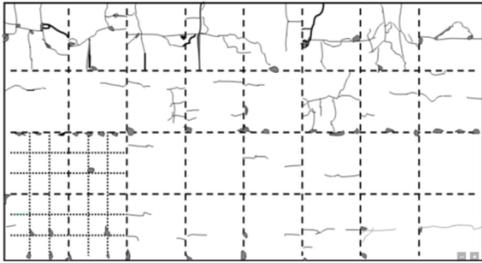


Figura 2.28. Tramo de prueba Chiquihue, losas de 8 cm de espesor, después de 99,000 Ejes Equivalentes. Fuente: Diseño de losas de hormigón con geometría optimizada.

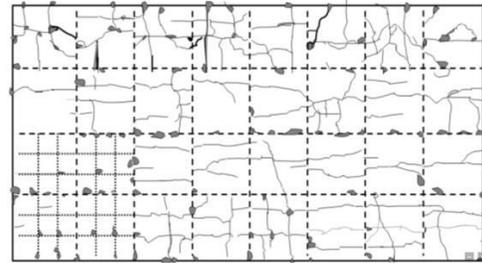


Figura 2.29. Tramo de prueba Chiquihue, losas de 8 cm de espesor, después de 219,000 Ejes Equivalentes. Fuente: Diseño de losas de hormigón con geometría optimizada.

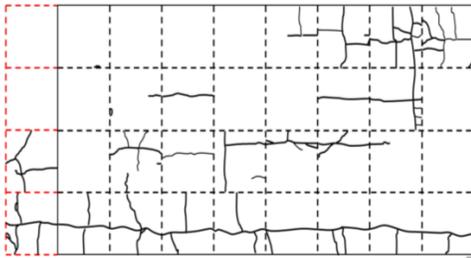


Figura 2.30. Tramo de prueba Padre Las Casas, losas de 8 cm de espesor, después de 99,000 Ejes Equivalentes. Fuente: Diseño de losas de hormigón con geometría optimizada.

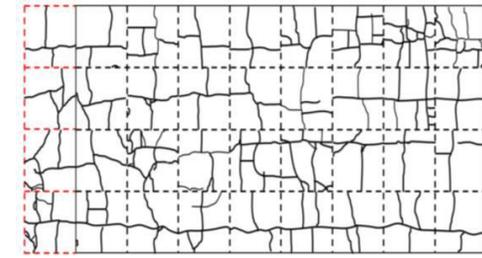


Figura 2.31. Tramo de prueba Padre las Casas, losas de 8 cm de espesor, después de 219,000 Ejes Equivalentes. Fuente: Diseño de losas de hormigón con geometría optimizada.

Los seguimientos y exámenes realizados en el tiempo a estos pavimentos permitieron comprobar que se trataba de un método muy prometedor. El comportamiento mostrado por las losas fue en la mayoría de los casos bastante satisfactorio. Esto generó la necesidad de desarrollar una metodología de diseño para predecir el comportamiento de los pavimentos de losas de dimensiones superficiales optimizadas.

Los métodos tradicionales de diseño de pavimentos de concreto han sido validados para pavimentos con losas de longitudes mayores o iguales al ancho de un carril. Los tipos de falla observados en pavimentos tradicionales no son

necesariamente los mismos de los pavimentos de losas de dimensiones superficiales optimizadas. En los primeros, los deterioros más importantes son el agrietamiento transversal y el escalonamiento. En los últimos, el modo de falla dominante en un gran número de casos es el agrietamiento longitudinal, observándose además agrietamientos transversales y de esquina.

2.6.2 INVESTIGACIÓN PREVIA DEL MÉTODO DE DISEÑO DE LOSAS DE DIMENSIONES OPTIMIZADAS, PARA PAVIMENTOS DE CONCRETO HIDRÁULICO.

Para el método de diseño de losas de dimensiones superficiales optimizadas, en pavimentos de concreto hidráulico, se toma como fundamento teórico las investigaciones realizadas por instituciones especializadas en el área de pavimentos. Estas instituciones reconocen a estos pavimentos de concreto hidráulico como “losas cortas”.

La investigación que se describe a continuación fue financiada por la empresa TCPavements® de Chile y ejecutada por la Universidad de Illinois, Estados Unidos, entidad líder en la investigación de pavimentos, cuyo informe final fue emitido en agosto de 2009, con el código de: Reporte de Investigación No. ICT-09-953.

Informe de la Investigación de la Universidad de Illinois.

- **El laboratorio y pista de la investigación.**

En la Universidad de Illinois, existe un laboratorio avanzado de ingeniería e investigación en transporte, que cumple con todos los requerimientos AASHTO:

La figura 2.32 muestra las Instalaciones para la investigación de Illinois. Fue allí donde se llevó a cabo la investigación del pavimento.



Figura 2.32. Laboratorio del acelerador de pruebas para pavimento. Fuente: Desarrollo de Alternativa de Diseño Estructural de Pavimento de Concreto Hidráulico mediante el método mecanicista empírico en El Salvador

El objetivo de la investigación de la Universidad de Illinois, fue demostrar que, al reducir las dimensiones superficiales de las losas, los esfuerzos en el pavimento se ven reducidos. Los esfuerzos en las losas de concreto son una función de las condiciones ambientales y de carga. En la investigación de la Universidad de Illinois los esfuerzos disminuyeron modificando el tamaño de las losas, desde el más común 3.60 metros por cada lado, hasta aproximadamente 1.80 metros por cada lado de las losas.

El uso de tamaños de losas más pequeñas y espesores delgados, el diseño del pavimento requiere de otras modificaciones con el fin de lograr la vida de diseño y la serviciabilidad esperada.

- **Implementación de la metodología de losas cortas en El Salvador.**

En nuestro país algunas de las carreteras con el diseño de losas de geometría optimizada son las siguientes:

1. Carretera que conduce de Ilobasco hacia la presa 5 de noviembre
2. Tramo 7 de la Carretera Longitudinal del Norte
3. CA-1, Carretera Los Chorros
4. Intercepción By pass Metapán, Santa Ana
5. Calle de acceso a planta de Alba petróleos, Acajutla
6. Tierra Prometida, Tapalhuaca

**CAPÍTULO 3.
PARÁMETROS PARA EL
DISEÑO DE PAVIMENTO
RÍGIDO POR EL MÉTODO
MECANICO EMPÍRICO PARA
VÍAS DE BAJA INTENSIDAD
DE TRÁNSITO.**

3.1 PARÁMETROS DE DISEÑO DE ESTRUCTURAS DE PAVIMENTO DE CONCRETO HIDRÁULICO MEDIANTE LA METODOLOGÍA MECANICISTA-EMPÍRICA.

Como se propuso en los objetivos de la investigación, este trabajo está orientado al desarrollo de una propuesta de diseño de pavimento rígido guiándonos con el método mecánico-empírico (método racional) que pueda ser aplicado en vías de baja intensidad de tránsito de nuestro país.

El presente capítulo se ocupa de la identificación, propuesta y detalle de variables de diseño necesarias para el desarrollo de la metodología antes mencionada, partiendo de los diferentes datos con los que se dispone en El Salvador.

Como parte del proceso de diseño, la etapa de selección de las variables resulta trascendental, ya que estas variables de diseño son la base de toda la evaluación de la estructura y del desempeño del pavimento, Por lo tanto, se procura una alta confiabilidad y objetividad en la obtención, tabulación, tratamiento y procesamiento de los datos característicos de nuestro país para poder así proponer un diseño final satisfactorio que cumpla con los requerimientos mínimos.

Es por esa razón que se ha seleccionado el área Metropolitana de San Salvador para la realización del diseño, debido a que se posee más información de tráfico, condiciones climáticas, entre otros aspectos de diseño.

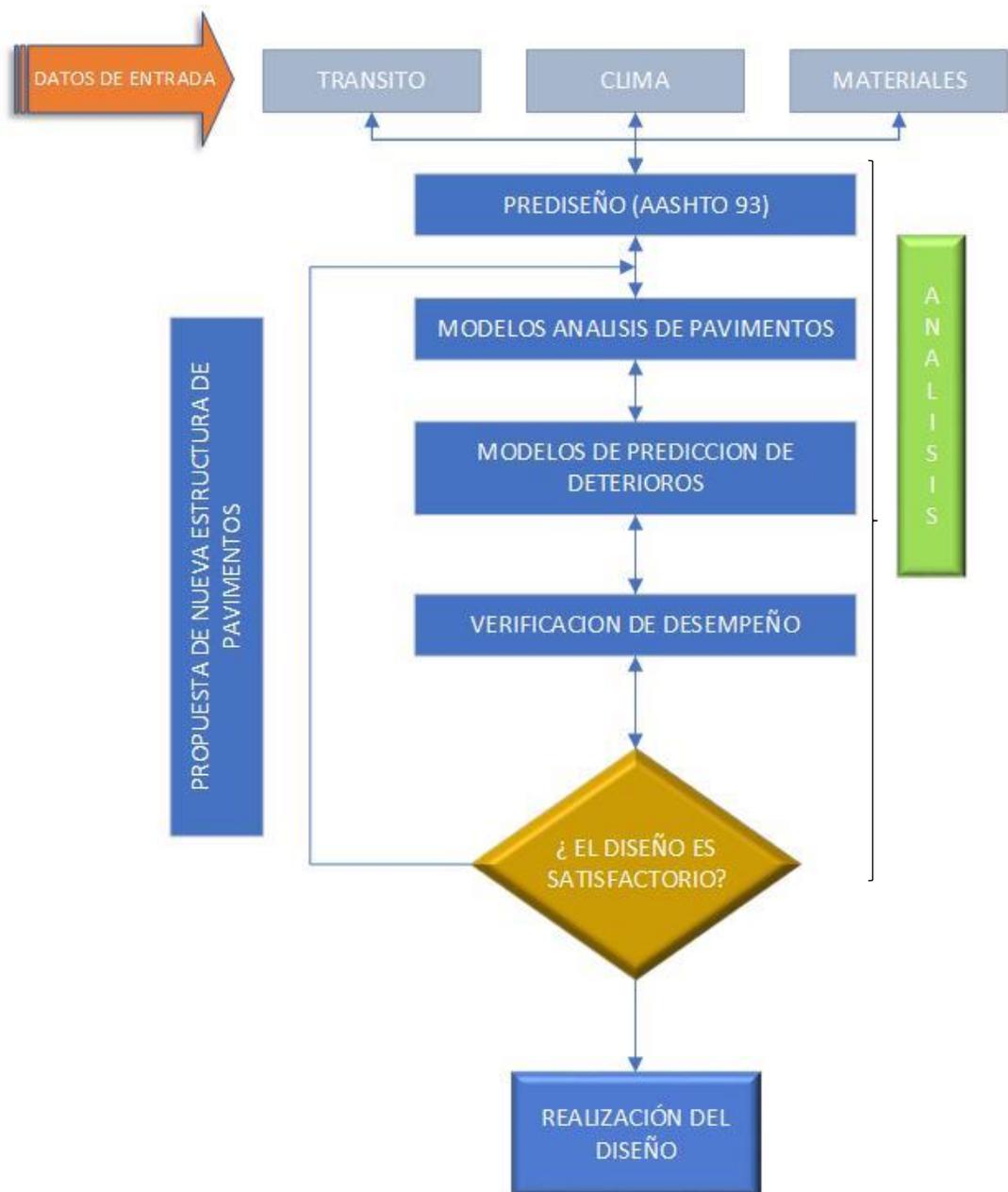
APLICACIÓN DEL PROCESO DE DISEÑO.

El método racional requiere de un procedimiento iterativo. Así, se debe elegir un diseño de prueba y luego analizarlo en detalle para determinar si el mismo cumple con las expectativas de comportamiento previstas. Si el diseño de prueba no satisface las expectativas, se redimensiona o bien cambia el tipo y/o propiedades de los materiales a usar para el pavimento.

El diseño, que finalmente satisfaga las expectativas buscadas, se considera que es factible desde el punto de vista estructural y funcional y puede luego ser considerado para otras evaluaciones tales como el análisis del costo del ciclo de vida.

FLUJOGRAMA DE PROCEDIMIENTO DE DISEÑO PARA EL MÉTODO MECANICISTA-EMPÍRICA.

Figura 3.1. Diagrama del procedimiento de diseño para método Mecánico-Empírico. Fuente: Guía de diseño de pavimentos Mecánico-Empírica MEPDG-15.



En la figura 3.1 se muestra el procedimiento efectuado para el desarrollo de la metodología mecanicista – empírica que se pretende utilizar en la propuesta del diseño de pavimento que pueda ser aplicado en nuestro país.

El procedimiento a seguir es el siguiente:

1º Paso: Entrada de datos.

- Tráfico
- Condiciones Climáticas
- Propiedades de los materiales.

2º Paso: Prediseño por método empírico (AASHTO 93),

3º Paso: Análisis estructural del pavimento previamente diseñado, se pretende realizar el análisis estructural por medio del software EverFe, y se evaluará la estructura del pavimento a diferentes condiciones de carga, tales como:

- Cargas de eje de rueda.
- Cargas por efectos térmicos.

4º Paso: Realización de modelos de deterioro, verificación de las condiciones de IRI, escalonamiento y agrietamiento tanto en sentido longitudinal como transversal.

5º Paso: Comparación de los resultados obtenidos en los modelos de deterioros con los parámetros límites y verificar si el desempeño de la estructura del pavimento será aceptable o no; en caso de cumplir con las condiciones óptimas, el diseño es aceptado, en caso contrario se procede a cambiar el valor de espesores en la estructura del pavimento y se deberán repetir el 3º y 4º paso para su verificación hasta que el diseño cumpla con las condiciones óptimas para ser aceptado.

3.1.1 TRÁNSITO.

El diseño de una carretera debe satisfacer una necesidad justificada tanto social como económica para el desarrollo de una región. Ambos conceptos se correlacionan para poder establecer características técnicas y físicas que deba poseer la carretera que se proyecta para poder obtener así resultados óptimos, en una solución técnica y económica para el beneficio de la región que requiera el servicio, esto normalmente bajo situaciones de limitaciones muy estrechas de recursos locales y nacionales.

La guía AASHTO MEPDG⁵ trabaja con el tráfico de camiones como elemento clave para el diseño y el análisis estructural de pavimento

Para ello utiliza los datos completos del espectro de carga por eje para cada tipo de eje para los procedimientos de diseño de pavimento nuevo y rehabilitación. El volumen de tráfico, la distribución de carriles, los factores de ajuste de volumen (es decir, la distribución de clases, los factores de crecimiento del tráfico, etc.) y los datos de peso se utilizan como entradas junto con algunos datos diversos como la presión de los neumáticos.

3.1.1.1 ESPECTROS DE CARGA.

Para el diseño estructural de pavimentos, el método MEPDG solicita la caracterización de las cargas impuestas al tráfico a través de los denominados espectros de carga por eje que se obtienen a partir del procesamiento de datos de pesaje en movimiento.

⁵ Mechanistic-Empirical Pavement Design Guide 2015, Guía de Diseño Mecánico-Empírico del Pavimento 2015.

Los espectros se definen como la relación entre el número de un tipo de eje con un rango de carga y el número total de ese tipo de eje, expresado en porcentaje, se calculan usualmente para cada tipo de eje: Sencillo direccional, Sencillo dual, Tándem y Trídem. Los espectros de carga son una representación realista de la distribución de cargas. Algunos estudios del tránsito han definido los espectros de carga como la manera más eficiente de caracterización en términos de tipos de ejes y su respectivo daño.

En El Salvador existe Dirección General de Transporte de Carga DGTC, oficina dependiente del Viceministerio de Transporte VMT, la cual está regularizada por la “LEY ESPECIAL DEL TRANSPORTE DE CARGA POR CARRETERAS”, que data del 31 de mayo de 2013, dicha unidad recopila información de las cargas por eje de los principales tipos de vehículos de carga que circulan por la red de estaciones de pesaje, incluyendo estaciones fijas y estaciones móviles a nivel nacional.

Los espectros de carga pueden ser desarrollados basándose en los tipos de datos (WIM), en el que se representa a manera de distribución de frecuencia, otra visión al comportamiento del tránsito, en donde se tienen datos de las cargas reales que circulan en un corredor carretero, agrupando una cantidad determinada de tránsito que puede ser representada con precisión ya sea por las cargas por tipo de eje o por tipo de vehículo.

A continuación, se presentan los espectros de carga generados con los pesos de ejes de vehículos determinados con pesaje en las básculas de las estaciones de Acajutla y Zacatecoluca y de la estación móvil ZAFRA durante el año 2016⁶

ESPECTROS NORMALIZADOS PARA EL AÑO 2016.

EJE SIMPLE.

Tabla de rango de datos, valores medios y porcentajes, para espectro de carga de eje sencillo direccional año 2016 (Ver tabla 3.1).

⁶ Tesis "Generación de los espectros de carga vehicular de los años 2014,2015 y 2016 para El Salvador"

Rango (kg)	Valor medio (Kg)	Peso medio en Toneladas	Frecuencia	Espectro normalizado
0 < peso ≤ 1000	500	0.5	86	0.2147
1000 < peso ≤ 2000	1500	1.5	169	0.4219
2000 < peso ≤ 3000	2500	2.5	431	1.0759
3000 < peso ≤ 4000	3500	3.5	3668	9.1565
4000 < peso ≤ 5000	4500	4.5	27418	68.4440
5000 < peso ≤ 6000	5500	5.5	6896	17.2146
6000 < peso ≤ 7000	6500	6.5	1026	2.5612
7000 < peso ≤ 8000	7500	7.5	212	0.5292
8000 < peso ≤ 9000	8500	8.5	71	0.1772
9000 < peso ≤ 10000	9500	9.5	42	0.1048
10000 < peso ≤ 11000	10500	10.5	18	0.0449
11000 < peso ≤ 12000	11500	11.5	0	0.0000
12000 < peso ≤ 13000	12500	12.5	0	0.0000
13000 < peso ≤ 14000	13500	13.5	0	0.0000
14000 < peso ≤ 15000	14500	14.5	0	0.0000
15000 < peso ≤ 16000	15500	15.5	11	0.0275
16000 < peso ≤ 17000	16500	16.5	8	0.0200
17000 < peso ≤ 18000	17500	17.5	3	0.0075
		Total	40059	100

Tabla 3.1. Datos de espectro de carga del eje Sencillo direccional de 2016. Fuente: Tesis: "Generación de espectros de carga vehicular de los años 2014, 2015 y 2016 para El Salvador."

Gráfica de espectro de carga eje sencillo direccional año 2016.

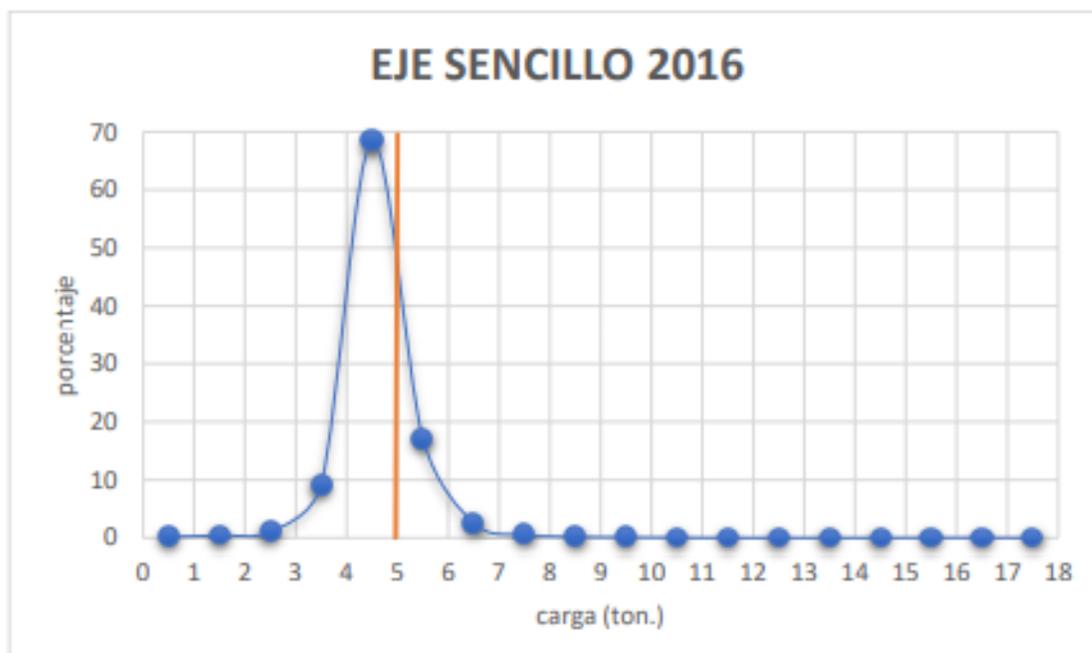


Figura 3.2. Gráfico de espectro de carga de eje sencillo direccional 2016. Fuente: Tesis: "Generación de espectros de carga vehicular de los años 2014, 2015 y 2016 para El Salvador."

EJE SENCILLO DUAL.

Rango (kg)	Valor medio (Kg)	Peso medio en Toneladas	Frecuencia	Espectro normalizado
0 < peso ≤ 1000	500	0.5	6	0.1173
1000 < peso ≤ 2000	1500	1.5	96	1.8765
2000 < peso ≤ 3000	2500	2.5	66	1.2901
3000 < peso ≤ 4000	3500	3.5	118	2.3065
4000 < peso ≤ 5000	4500	4.5	337	6.5872
5000 < peso ≤ 6000	5500	5.5	377	7.369
6000 < peso ≤ 7000	6500	6.5	412	8.0532
7000 < peso ≤ 8000	7500	7.5	477	9.3237
8000 < peso ≤ 9000	8500	8.5	718	14.0344
9000 < peso ≤ 10000	9500	9.5	1160	22.674
10000 < peso ≤ 11000	10500	10.5	708	13.8389
11000 < peso ≤ 12000	11500	11.5	199	3.8898
12000 < peso ≤ 13000	12500	12.5	122	2.3847
13000 < peso ≤ 14000	13500	13.5	126	2.4629

14000 < peso ≤ 15000	14500	14.5	66	1.2901
15000 < peso ≤ 16000	15500	15.5	43	0.8405
16000 < peso ≤ 17000	16500	16.5	45	0.8796
17000 < peso ≤ 18000	17500	17.5	22	0.43
18000 < peso ≤ 19000	18500	18.5	10	0.1955
19000 < peso ≤ 20000	19500	19.5	7	0.1368
20000 < peso ≤ 21000	20500	20.5	1	0.0195
21000 < peso ≤ 22000	21500	21.5	0	0
	Total		5116	100

Tabla 3.2. Datos de espectro de carga del eje Sencillo dual de 2016. Fuente: Tesis: "Generación de espectros de carga vehicular de los años 2014, 2015 y 2016 para El Salvador.

Gráfica de espectro de carga eje sencillo dual del año 2016.

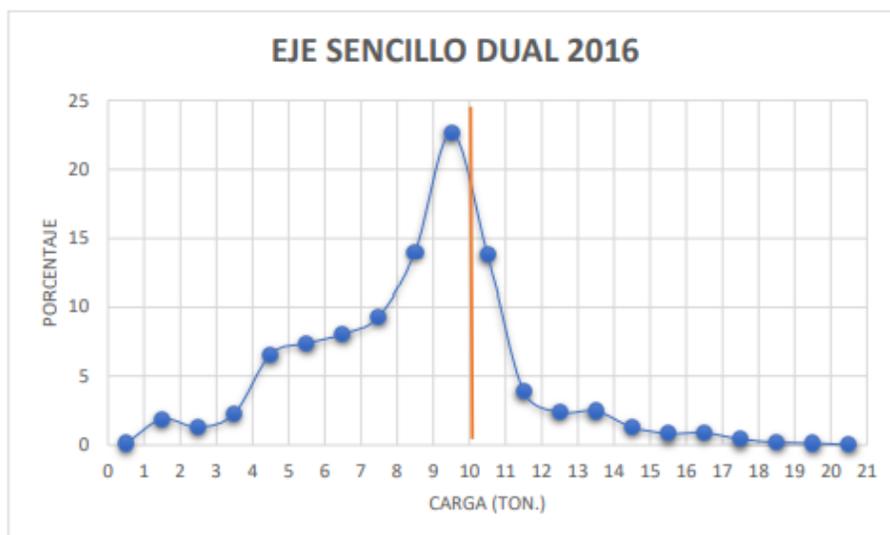


Figura 3.3. Gráfico de espectro de carga de eje sencillo dual direccional 2016. Fuente: Tesis: "Generación de espectros de carga vehicular de los años 2014, 2015 y 2016 para El Salvador.

EJE TANDEM.

Rango (kg)	Valor medio (Kg)	Peso medio en Toneladas	Frecuencia	Espectro normalizado
0 < peso ≤ 1000	500	0.5	0	0
1000 < peso ≤ 2000	1500	1.5	20	0.0394
2000 < peso ≤ 3000	2500	2.5	19	0.0374
3000 < peso ≤ 4000	3500	3.5	69	0.136
4000 < peso ≤ 5000	4500	4.5	221	0.4355
5000 < peso ≤ 6000	5500	5.5	930	1.8327
6000 < peso ≤ 7000	6500	6.5	1439	2.8358
7000 < peso ≤ 8000	7500	7.5	2039	4.0182
8000 < peso ≤ 9000	8500	8.5	2680	5.2814
9000 < peso ≤ 10000	9500	9.5	2223	4.3808
10000 < peso ≤ 11000	10500	10.5	2322	4.5759
11000 < peso ≤ 12000	11500	11.5	2565	5.0548
12000 < peso ≤ 13000	12500	12.5	2495	4.9168
13000 < peso ≤ 14000	13500	13.5	3412	6.7239
14000 < peso ≤ 15000	14500	14.5	6175	12.1689
15000 < peso ≤ 16000	15500	15.5	10939	21.5572
16000 < peso ≤ 17000	16500	16.5	8321	16.3980
17000 < peso ≤ 18000	17500	17.5	3029	5.9692
18000 < peso ≤ 19000	18500	18.5	957	1.8859
19000 < peso ≤ 20000	19500	19.5	470	0.9262
20000 < peso ≤ 21000	20500	20.5	142	0.2798
21000 < peso ≤ 22000	21500	21.5	99	0.1951
22000 < peso ≤ 23000	22500	22.5	64	0.1261
23000 < peso ≤ 24000	23500	23.5	58	0.1143
24000 < peso ≤ 25000	24500	24.5	16	0.0315
25000 < peso ≤ 26000	25500	25.5	19	0.0374
26000 < peso ≤ 27000	26500	26.5	14	0.0276
27000 < peso ≤ 28000	27500	27.5	1	0.002
28000 < peso ≤ 29000	28500	28.5	2	0.0039
29000 < peso ≤ 30000	29500	29.5	3	0.0059
30000 < peso ≤ 31000	30500	30.5	0	0
31000 < peso ≤ 32000	31500	31.5	1	0.0020
		Total	50744	100

Tabla 3.3. Datos de espectro de carga del eje Tandem de 2016. Fuente: Tesis: "Generación de espectros de carga vehicular de los años 2014, 2015 y 2016 para El Salvador"

Gráfica de espectro de carga eje tándem del año 2016.

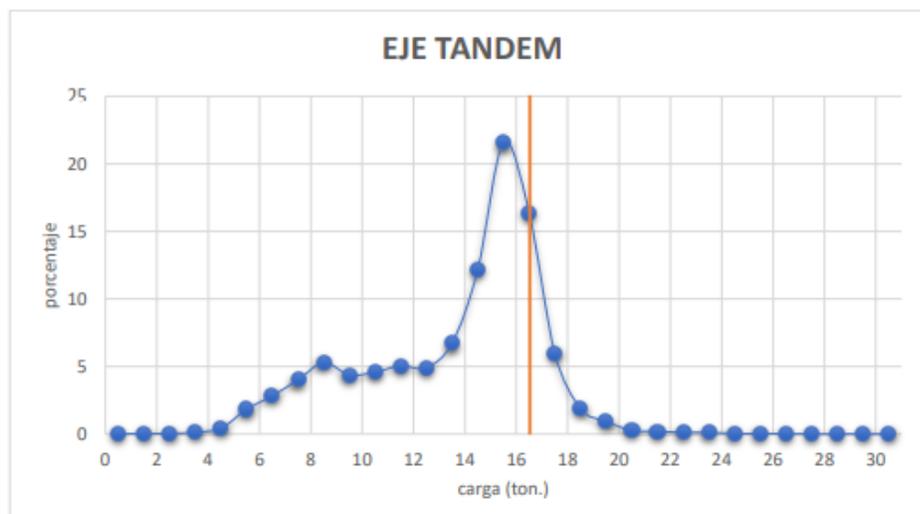


Figura 3.4. Gráfico de espectro de carga de eje tándem direccional 2016. Fuente: Tesis: "Generación de espectros de carga vehicular de los años 2014, 2015 y 2016 para El Salvador."

EJE TRIDEM.

Rango (kg)	Valor medio (Kg)	Peso medio en Toneladas	Frecuencia	Espectro normalizado
1000 < peso ≤ 2000	1500	1.5	5	0.0383
2000 < peso ≤ 3000	2500	2.5	6	0.0460
3000 < peso ≤ 4000	3500	3.5	0	0.0000
4000 < peso ≤ 5000	4500	4.5	7	0.0536
5000 < peso ≤ 6000	5500	5.5	67	0.5133
6000 < peso ≤ 7000	6500	6.5	82	0.6283
7000 < peso ≤ 8000	7500	7.5	176	1.3485
8000 < peso ≤ 9000	8500	8.5	156	1.1952
9000 < peso ≤ 10000	9500	9.5	38	0.2911
10000 < peso ≤ 11000	10500	10.5	78	0.5976
11000 < peso ≤ 12000	11500	11.5	57	0.4367
12000 < peso ≤ 13000	12500	12.5	64	0.4903
13000 < peso ≤ 14000	13500	13.5	121	0.9271
14000 < peso ≤ 15000	14500	14.5	231	1.7698

Rango (kg)	Valor medio (Kg)	Peso medio en Toneladas	Frecuencia	Espectro normalizado
15000 < peso ≤ 16000	15000	15.5	477	3.6546
16000 < peso ≤ 17000	16500	16.5	889	6.8112
17000 < peso ≤ 18000	17500	17.5	2014	15.4306
18000 < peso ≤ 19000	18500	18.5	3151	24.1419
19000 < peso ≤ 20000	19500	19.5	3496	26.7852
20000 < peso ≤ 21000	20500	20.5	1175	9.0025
21000 < peso ≤ 22000	21500	21.5	394	3.0187
22000 < peso ≤ 23000	22500	22.5	159	1.2182
23000 < peso ≤ 24000	23500	23.5	75	0.5746
24000 < peso ≤ 25000	24500	24.5	48	0.3678
25000 < peso ≤ 26000	25500	25.5	23	0.1762
26000 < peso ≤ 27000	26500	26.5	16	0.1226
27000 < peso ≤ 28000	27500	27.5	17	0.1302
28000 < peso ≤ 29000	28500	28.5	14	0.1073
29000 < peso ≤ 30000	29500	29.5	6	0.0460
30000 < peso ≤ 31000	30500	30.5	2	0.0153
32000 < peso ≤ 33000	32500	32.5	3	0.0230
33000 < peso ≤ 34000	33500	33.5	3	0.0230
		Total	13050	100

Tabla 3.4. Datos de espectro de carga del eje Tridem de 2016. Fuente: Tesis: "Generación de espectros de carga vehicular de los años 2014, 2015 y 2016 para El Salvador"

Gráfica de espectro de carga eje tridem del año 2016.

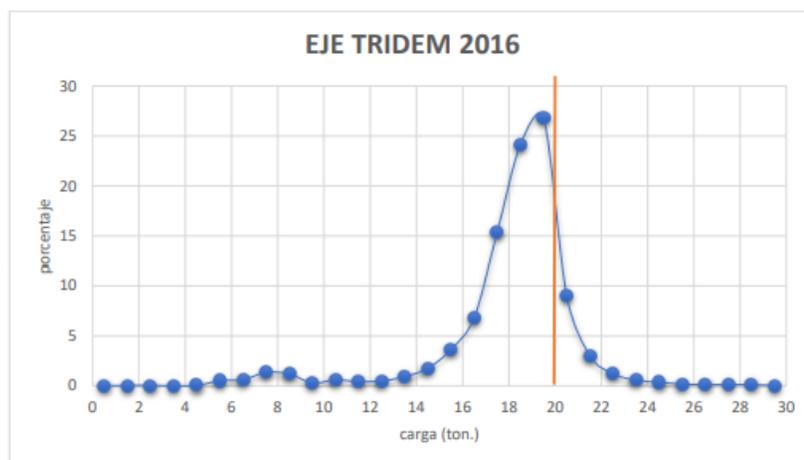


Figura 3.5. Gráfico de espectro de carga de eje tridem direccional 2016. Fuente: Tesis: "Generación de espectros de carga vehicular de los años 2014, 2015 y 2016 para El Salvador."

3.1.1.2 PERÍODO DE DISEÑO.

Este factor es de gran importancia para determinar el valor del tránsito, el cual es una variable fundamental en el cálculo del espesor de la losa.

La Guía AASHTO 93, recomienda varios valores de períodos de diseño para diferentes tipos de vías, los cuales se pueden ver en la tabla 3.5.

TIPO DE CARRETERA	PERÍODO DE DISEÑO (AÑOS)
Urbana de gran volumen de tránsito	30-50
Rural de gran volumen de tránsito	20-50
Pavimentada de baja intensidad de tránsito	15-25
Superficie agregada de baja intensidad de tránsito	10-20

Tabla 3.5. Períodos de Diseño en Función del Tipo de Carretera.

Fuente: Guía para el diseño de Estructuras de Pavimentos AASHTO 1993.

Para este proyecto se ha considerado realizar 2 diseños:

1. Diseño 1: Para un período de diseño de 20 años.
2. Diseño 2: Para un período de diseño de 12 años.

Se considera como año de apertura al tráfico de la estructura de pavimento el mes de mayo del año 2021.

3.1.1.3 TASA DE CRECIMIENTO.

A partir del estudio de tráfico del proyecto proporcionado por la Dirección de Planificación de la Obra Pública (DPOP) del Ministerio de Obras Públicas de

nuestro país, MOPT, se obtuvo que la tasa de crecimiento a nivel nacional para todo tipo de vehículo es de 2.12%.

El Método MEPDG considera solamente el TPDA de vehículos pesados, al cual denomina AADTT (Average Annual Daily Truck Traffic). La Federal Highway Administración (FHWA) considera 13 diferentes clases de vehículos, de los cuales desde la Clase 4 en adelante corresponden a vehículos pesados. Por tanto, la tasa de crecimiento a considerar es de 2%.

3.1.1.4 TPDA.

El pavimento se diseña para un volumen de tránsito que se determina como demanda diaria promedio a servir al final del período de diseño, calculado como el número de vehículos promedio que utilizan la vía por día actualmente y que se incrementa con una tasa de crecimiento anual, normalmente determinada por el Ministerio de economía para las diversas zonas del país.

Para la elección de datos de TPDA que se utilizar para nuestro diseño se toman en cuenta los criterios proporcionados por la guía simplificada para el diseño de pavimentos de bajo volumen de tránsito (GBV), Tomo II de la guía de diseño estructural de pavimentos de Costa Rica, la cual da como un requisito de diseño para carreteras de bajo volumen de tránsito que el valor del TPDA no debe ser mayor a 3500, por lo tanto, se tomara un valor entre esos rangos para nuestro proyecto.

La tabla 3.6 corresponde a los datos del estudio de tráfico del año 2015 realizado por parte del MOPT que parten de **la calle de la Plaza Alberto Masferrer al Final Paseo General Escalón proporcionados por la Dirección de Planificación de la Obra Pública (DPOP).**

A partir de los datos del estudio del año 2015 se realizó el análisis estadístico para la proyección del tránsito futuro hasta el año de apertura de la estructura de pavimento y además el tráfico futuro durante todo el periodo de diseño para el que será diseñado la estructura del pavimento.

TASA DE CRECIMIENTO A NIVEL NACIONAL DEL ESTUDIO DE TRÁNSITO DEL 2014 = 2 %

AÑO	LIVIANOS		PESADOS						TPDA
	PASAJEROS	CARGA	PASAJEROS		CARGA				
	AUTO	PICK-UP	M. BUS	BUS	C2	C3	T3-S2	T3-S3	
2015	2281	469	57	0	72	8	0	0	2887
2016	2373	488	59	0	75	8	0	0	3004
2019	2421	498	60	0	76	8	0	0	3064
2020	2469	508	62	0	78	9	0	0	3125
2021	2518	518	63	0	79	9	0	0	3187
2022	2673	550	67	0	84	9	0	0	3383
2023	2726	560	68	0	86	10	0	0	3450
2024	2781	572	69	0	88	10	0	0	3519
2025	2836	583	71	0	90	10	0	0	3590
2030	3131	644	78	0	99	11	0	0	3963
2031	3194	657	80	0	101	11	0	0	4042
2032	3258	670	81	0	103	11	0	0	4123
2033	3323	683	83	0	105	12	0	0	4206
2034	3389	697	85	0	107	12	0	0	4290
2035	3457	711	86	0	109	12	0	0	4376
2038	3669	754	92	0	116	13	0	0	4644
2039	3742	769	94	0	118	13	0	0	4736
2040	3817	785	95	0	120	13	0	0	4831
2041	3893	801	97	0	123	14	0	0	4928

Tabla 3.6. Estudio de Tráfico del Proyecto.
Fuente: Propia.

De la tabla anterior, se tomará el valor de TPDA correspondiente al año 2021 dado que es el que corresponde al año de apertura, el TPDA a utilizar es el correspondiente al conteo de vehículos pesados.

FHWA TIPO	VEHICULO	VALORES	PORCENTAJE
1	AUTO	2,518	79.01 %
2	PICK – UP	518	16.25 %
3	MICROBUS	63	1.98 %
4	BUS	0	0.00 %
5	C2	79	2.48 %
6	C3	9	0.28 %
7	C4	0	0.00 %
8	T2-S1	0	0.00 %
9	T2-S2	0	0.00 %
10	T2-S3	0	0.00 %
11	T3-S1	0	0.00 %
12	T3-S2	0	0.00 %
13	T3-S3	0	0.00 %
	TPDA	3,187	$\Sigma = 100 \%$

Tabla 3.7. Conteo de vehículos del Proyecto en porcentaje.

Fuente: Propia.

Entonces el TPDA a usar es el conteo de vehículos desde clase 4 a 13.

3.1.1.5 FACTORES DE AJUSTE MENSUAL.

En la sección 8.1.2. pág. 79 de la Guía AASHTO MEPDG – 15, se define que el factor de distribución mensual se utiliza para distribuir el tráfico de camiones de cada clase a lo largo del año base. Estos valores son la relación del tráfico mensual de vehículos respecto al TPDA.

La AASHTO MEPDG-15 definió el factor de ajuste con un valor de 1.0 para todas las clases de camiones durante todos los esfuerzos de calibración. Debido a que luego del estudio de tránsito realizado en diversos sitios de calibración ubicados a lo largo del sistema interestatal de carreteras de Estados Unidos, no se encontraron cambios significativos en las operaciones de tráfico de camiones y para rutas más locales, se esperaban cambios estacionales en las operaciones de tráfico de camiones.

La misma guía también determina que en caso de no tener información completa de estudios de tráfico disponible se puede asumir una distribución uniforme (es decir, 1.0 para todos los meses y todas las clases de vehículos). Es por ello que para el caso de nuestro diseño se utilizara un factor de ajuste mensual de 1.0.

3.1.1.6 DISTRIBUCIÓN DE LA CLASE VEHICULAR.

Esta distribución representa el porcentaje de cada clase de vehículos (clases 4 a 13) dentro del TPDA para el año base. La suma de los porcentajes de TPDA de todas las clases de vehículo debe igualar el 100%.

En la tabla 3.8 se muestran los porcentajes correspondientes a los vehículos dentro del TPDA que se consideraran para nuestro diseño.

FHWA TIPO	VEHICULO	VALORES	PORCENTAJE
1	AUTO	2,518	79.01 %
2	PICK – UP	518	16.25 %
3	MICROBUS	63	1.98 %
4	BUS	0	0.00 %
5	C2	79	2.48 %
6	C3	9	0.28 %
7	C4	0	0.00 %
8	T2-S1	0	0.00 %
9	T2-S2	0	0.00 %
10	T2-S3	0	0.00 %
11	T3-S1	0	0.00 %
12	T3-S2	0	0.00 %
13	T3-S3	0	0.00 %
	TPDA	3,187	$\Sigma = 100 \%$

Tabla 3.8. Determinación de la clasificación vehicular en porcentajes del proyecto.

Fuente: Propia.

3.1.1.7 FACTORES DE DISTRIBUCIÓN DE CARGA POR EJE.

La distribución de carga por eje es idéntica a los valores por defecto (derivados del rendimiento del pavimento a largo plazo o LTPP por sus siglas en inglés) provistos en el software de la Guía MEPDG para cada clase de vehículos, tipo de eje, categoría de carga y meses del año.

3.1.1.8 FACTOR DE DISTRIBUCIÓN POR CARRIL.

El factor de distribución por carril, es otro de los parámetros importantes a considerar al realizar las proyecciones de carga, la guía AASHTO lo define como aquel factor que recibe el mayor número de Esal's. Para un camino de dos carriles, cualquiera de los dos puede ser el carril de diseño, ya que forzosamente se canaliza por ese carril.

Para carreteras de dos o más carriles por sentido, la Guía AASHTO 93, recomienda los siguientes valores (ver tabla 3.9):

Nº de carriles en una sola dirección	Porcentaje de ESAL en carril de diseño
1	100
2	80 – 100
3	60 – 80
4	50 - 75

Tabla 3.9. Factor de distribución por carril en porcentaje.
Fuente: Guía para Diseño de Estructuras de Pavimento, AASHTO 1993, Apéndice D, pág. D-2, D-3.

Considerando una carretera de un carril por sentido, y en función de la tabla 3.8 se establece, un factor de distribución por carril de 100.

3.1.1.9 ANCHO DE CARRIL.

Por consideración estándar se considera ancho de carril de 3.60 m para la estructura del pavimento a diseñar.

3.1.1.10 NÚMERO DE EJES/CAMIONES.

El número de ejes simples, tándem, trídem para cada clase de vehículo es el mismo por defecto derivado de los datos del LTPP (provistos en la guía MEPDG).

3.1.1.11 UBICACIÓN MEDIA DE LAS RUEDAS.

La guía MEPDG 15 en la sección 11.2.5, pág. 142 define que para un ancho de carril estándar de 12 pies la distancia media de desplazamiento de la rueda desde el borde de la losa hasta el exterior de la llanta es de 18 pulgadas.

3.1.1.12 DESVIACIÓN LATERAL DE CARGAS POR EJE.

La guía MEPDG 15, en la sección 8.1.3, pág. 81, define un valor de desviación estándar de 10 Pulg. (25.4 cm) independientemente del ancho del carril.

3.1.1.13 CONFIGURACIÓN DE EJE.

- **Promedio de ancho de eje (dimensiones externas de borde a borde):**
8.5 pies (2.59 m).
- **Espaciamiento doble de neumáticos:** La guía AASHTO MEPDG 15 asume que todos los ejes de camión estándar incluidos en los datos de WIM contienen llantas dobles. El espaciado doble de neumáticos representa la mayoría de los camiones que utilizan la carretera y se toma de los estándares de la industria de camiones. El valor predeterminado de 12 Pulg. (30.48 cm).
- **Presión de llanta:** La guía AASHTO MEPDG 15 asume una presión de llanta constante para todas las condiciones de carga que representa la condición de operación (presión de llanta inflada en caliente). Se utilizó un valor medio de 120 psi en todos los esfuerzos de calibración. Se recomienda emplear este valor, a menos que se conozcan presiones de inflado en caliente a partir de estudios previos o se simule una condición de carga especial.
- **Configuración de carga por eje:** Según la AASHTO MEPDG 15, la distancia entre ejes se registra en la base de datos de WIM. Se ha

descubierto que estos valores son relativamente constantes para las clases de camiones estándar.

En la tabla 3.10 se puede observar los datos del espaciamiento de eje promedio para tándem, tridem y cuádruple.

TIPO DE EJE	ESPACIAMIENTO ENTRE EJES (Pulg.)
Tándem	51.6
Tridem	49.2
Cuádruple	49.2

Tabla 3.10. Espaciamiento entre ejes.

Fuente: Guía para Diseño de Pavimentos empíricos y mecanicista, AASHTO MEPDG-15.

3.1.1.14 VELOCIDAD OPERATIVA DE LOS VEHICULOS.

Considérese velocidad operacional de 55.92 mph (90 km/h), pero en nuestro país los límites de velocidad oscilan entre los 70 y 80 km/h, por lo que se tomaría un valor ente este rango.

3.1.2 CLIMA.

Los datos climáticos se utilizan para predecir la temperatura y el contenido de humedad en cada una de las capas del pavimento, así como para proporcionar algunas de las entradas al parámetro del factor del sitio para los modelos de predicción de suavidad.

Los modelos climáticos son muy importantes al momento de predecir el desgaste que tendrán los pavimentos, y las posibles fallas que se darán después de estar sometidos a estos. Estos datos indican las condiciones sobre las cuales van a

estar sometidas cada una de las capas que conforman la estructura de la vía y así mismo el comportamiento que pueden llegar a tener las mismas.

La guía MEPDG, tal cual, no se puede aplicar así como se encuentra, dado que ésta opera con configuraciones preestablecidas según las condiciones climáticas específicas para regiones geográficas EE.UU., pero lo que sí es rescatable y aplicable es la metodología de diseño (mecánico-empírica), y por esta razón solo tomaremos en cuenta el modelo climático estructural de materiales, a los cuales les afecta directamente la temperatura y el modelo de infiltración y Drenaje.

Se muestra en la tabla 3.11 un resumen de las temperaturas y precipitaciones para el departamento de San Salvador, estos datos son importantes para poder predecir las deformaciones de los pavimentos, y posteriormente, poder hacer un análisis más apegado a la realidad del país.

Mes	Máxima °C	Mínima °C	Días de lluvia	Días secos	Precipitación (mm)
Enero	31	20	2	29	1 mm
Febrero	32	20	4	24	5 mm
Marzo	33	21	7	24	5 mm
Abril	32	23	17	13	45 mm
Mayo	31	23	26	5	195 mm
Junio	30	22	26	4	127 mm
Julio	31	22	25	6	94 mm
Agosto	31	22	25	6	123 mm
Septiembre	30	22	27	3	142 mm
Octubre	29	21	24	7	207 mm
Noviembre	30	20	12	18	31 mm
Diciembre	30	20	2	29	4 mm

Tabla 3.11. Temperaturas anuales de San Salvador (2020)

Fuente; snet.gob

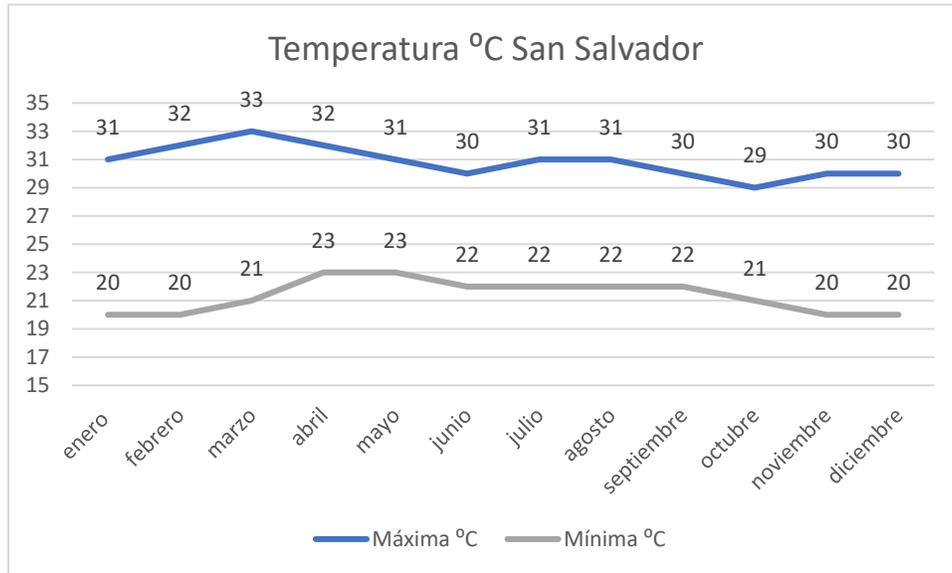


Figura 3.6. Temperatura anual de San Salvador (2020).

Fuente: snet.gob.

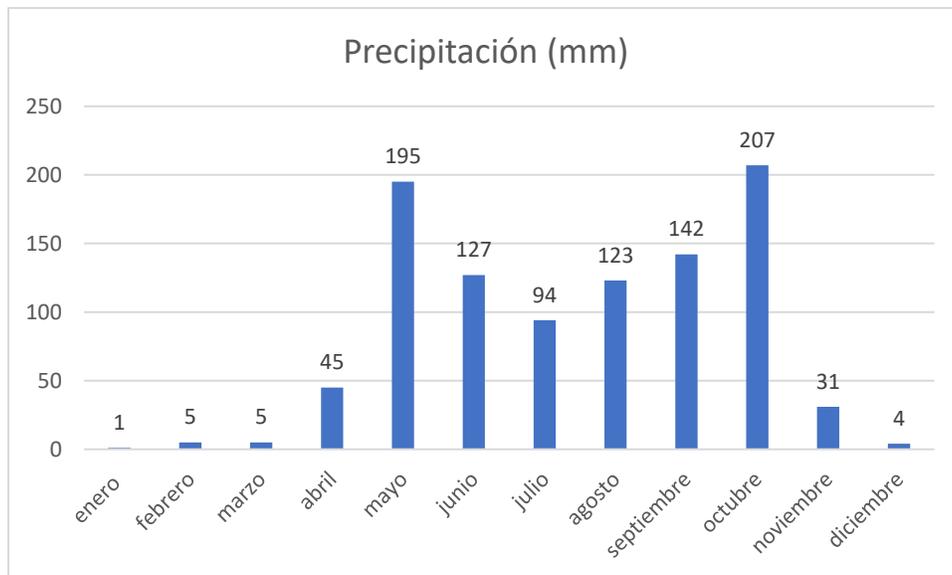


Figura 3.7. Precipitación anual de San Salvador (2020).

Fuente: snet.gob

Mes	Máxima más alta	Máxima promedio	Máxima más baja
Enero	35	30.2	17
Febrero	36	32.0	23
Marzo	38	33.3	30
Abril	36	31.1	27
Mayo	35	30.9	25
Junio	31	28.3	25
Julio	33	29.9	24
Agosto	33	29.5	26
Septiembre	32	29.4	27
Octubre	31	28.4	21
Noviembre	31	28.0	21
Diciembre	31	28.5	19

Tabla 3.12. Temperaturas máximas mensuales de San Salvador (2020).

Fuente: snet.gob.

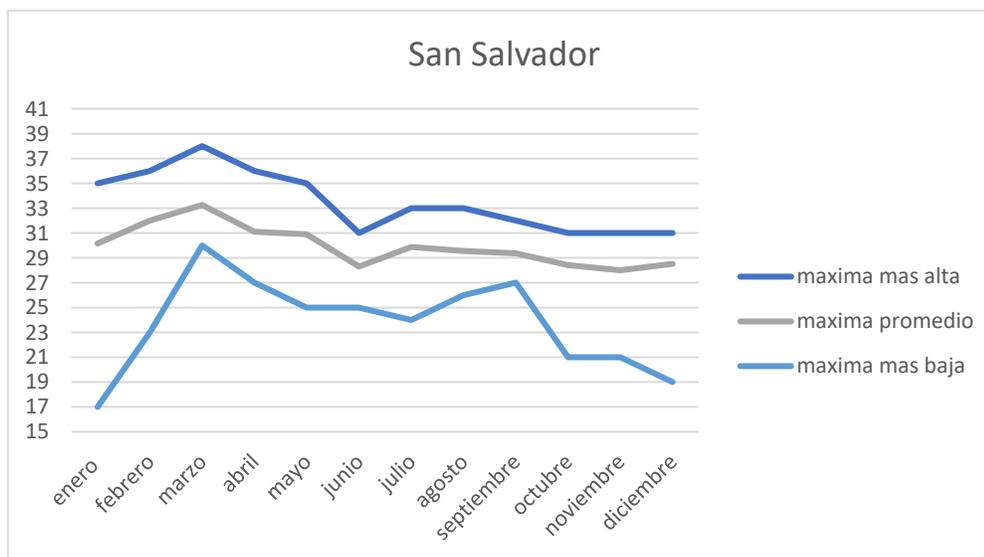


Figura 3.8. Temperaturas máximas mensuales de San Salvador (2020).

Fuente: snet.gob.

Mes	Mínima más alta	Mínima promedio	Mínima más baja
Enero	21	19.1	17
Febrero	20	18.4	10
Marzo	22	19.2	18
Abril	25	20.8	18
Mayo	24	21.3	17
Junio	22	20.4	17
Julio	24	20.7	17
Agosto	25	22.3	16
Septiembre	25	21.8	17
Octubre	22	19.3	12
Noviembre	21	19.0	17
Diciembre	20	17.3	5

Tabla 3.13. Temperaturas mínimas mensuales de San Salvador (2020).

Fuente: snet.gob.

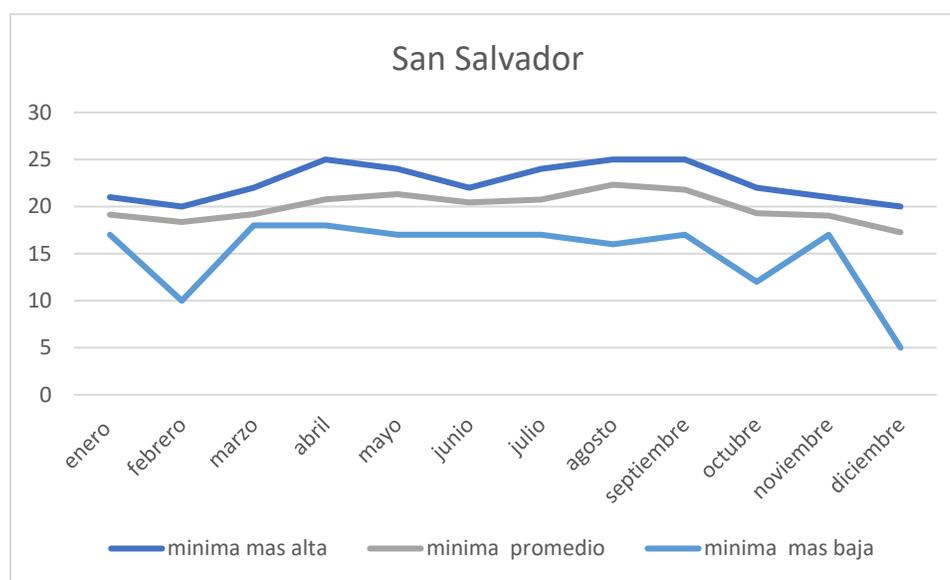


Figura 3.9. Temperaturas mínimas mensuales de San Salvador (2020).

Fuente: snet.gob.

3.1.3 MATERIALES.

Un diseño tiene sus bases en los materiales que componen cada una de las capas de la estructura de pavimento.

Este siendo un parámetro básico para el diseño de pavimento basado en el Método Mecanicista- Empírico, es importante tener todos estos muy bien fundamentados.

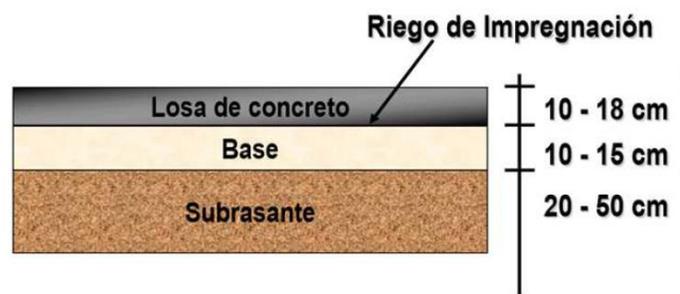


Figura 3.10. Esquema de estructura de pavimento rígido. Fuente: Diseño Estructural del Pavimentos.

3.1.3.1 LOSA DE CONCRETO.

Para la losa de concreto debemos tener en cuenta que debe cumplir las especificaciones tanto en los materiales a usar; en este caso grava, agua, cemento y arena, así como también en las propiedades que este debe poseer ante las condiciones a las que será sometido.

En este caso, entre las propiedades de la losa de concreto tenemos:

- Espesor de Losa
- Coeficiente de Poisson
- Coeficiente de expansión térmica

- Tipo de Cemento para utilizar
- Relación a/c
- Tipo de Agregado
- Módulo de Ruptura
- Módulo estático de elasticidad

3.1.3.2 ESPESOR DE LOSA.

Los pavimentos se diseñan en función del tránsito al que serán sometidos, dado esto se debe tomar en cuenta que estos se deforman diferente debido a los materiales, las cargas, el clima, por lo cual para estandarizar el diseño se creó el método a través de la obtención de Esal's (Equivalent simple axial load).

Para la determinación de los Esal's se necesita conocer el volumen de tránsito (TPDA), esto se determina a través de aforos en puntos estratégicos. En este se debe tomar en cuenta todas las variables que pueden modificar el resultado de este, como días festivos, problemas climáticos, etcétera.

Para convertir los valores de TPDA a Esal's se necesita los factores de equivalencia de carga (Load Equivalent Factor) LEF.

Entonces para obtener el valor de Esal's correcto se debe asumir un valor de D, y de ahí verificar si este no varía más de 1 entre el obtenido y el asumido en caso de que varíe se tiene que recalcular con el valor más cercano para los LEF.

Se realiza este procedimiento para cada uno de los ejes y se obtiene según el Pt (serviciabilidad final) y D que asumamos según el peso de cada uno de estos

ejes y luego se suma cada LEF y así se obtiene por suma el factor que se multiplicara por el tránsito futuro (proyectado al tiempo de diseño).

Luego se realiza una corrección por distribución de carril y distribución de dirección. Y así obtenemos los Esal's de diseño.

Tenemos que aclarar que según el método AASHTO se debe poseer un valor de entrada de espesor tentativo de losa, el recomendado en nuestro caso será de 8 Pulg.

En conclusión, las variables para entrar al Ábaco para obtención de manera gráfica el espesor de la losa de entrada para la iteración según método MEPDG son:

- Esal's
- Confiabilidad (R)

En nuestro caso de diseño se usará el valor de 85% para la confiabilidad. (Ver tabla 2.10).

- Error estándar (So)

Para pavimentos rígidos	0.30-0.40
En construcción nueva	0.35
En sobrecapas	0.40

Tabla 3.14. Error estándar.

Fuente: Manual Centroamericano de diseño de pavimentos.

En nuestro caso se usará el valor de 0.35 según tabla 3.14.

- Pérdida de serviciabilidad (PSI)

Se comentó en pavimento flexible... ($P_o=4.5$, $P_t=2.5$ importante, $P_t=2$ menos importante).

En nuestro caso se usará serviciabilidad inicial= 4.5 , y serviciabilidad final= 2.0 .

- Módulo de ruptura del concreto (M_r)

Depende del tipo de concreto. Varía entre 3.8 Mpa y 4.8 Mpa. Por efectos de diseño se usará 3.4 Mpa como módulo de ruptura de diseño.

- Coeficiente de drenaje (C_d)

Para nuestro diseño se usará el valor de 1.00 como coeficiente de drenaje de acuerdo a lo establecido en la tabla 2.13 para un drenaje Bueno.

- Coeficiente de transmisión de cargas (J)

Para nuestro diseño ocuparemos el valor de 4.2 según recomienda AASHTO 93 para un pavimento de concreto simple. (Ver tabla 2.14).

- Módulo de elasticidad del concreto (E_c)

TIPO DE AGREGADO Y ORIGEN	MODULO DE ELASTICIDAD E_c Mpa	MODULO DE ELASTICIDAD $E_c = \text{Kg/cm}^2$
Grueso-Ígneo	$E_c = 5500 \sqrt{f'_c}$	$E_c = 17000 \sqrt{f'_c}$
Grueso-Metamórfico	$E_c = 4700 \sqrt{f'_c}$	$E_c = 15000 \sqrt{f'_c}$
Grueso- Sedimentario	$E_c = 3600 \sqrt{f'_c}$	$E_c = 11500 \sqrt{f'_c}$
Sin información	$E_c = 3900 \sqrt{f'_c}$	$E_c = 12500 \sqrt{f'_c}$

Tabla 3.15. Correlación entre la resistencia a la compresión y el módulo de elasticidad E_c .

Fuente: AASHTO 1993.

- Módulo de reacción de la superficie sobre la que se apoya la losa de concreto (k).

Este es de la capa sobre la que se asienta la losa, es decir viene del CBR de la subbase, es recomendable que el módulo de elasticidad de la subbase no sea mayor de 4 veces mayor que la subrasante. Este valor se calcula para cada mes del año por cambios de temperaturas. Se determina un módulo de reacción compuesto.

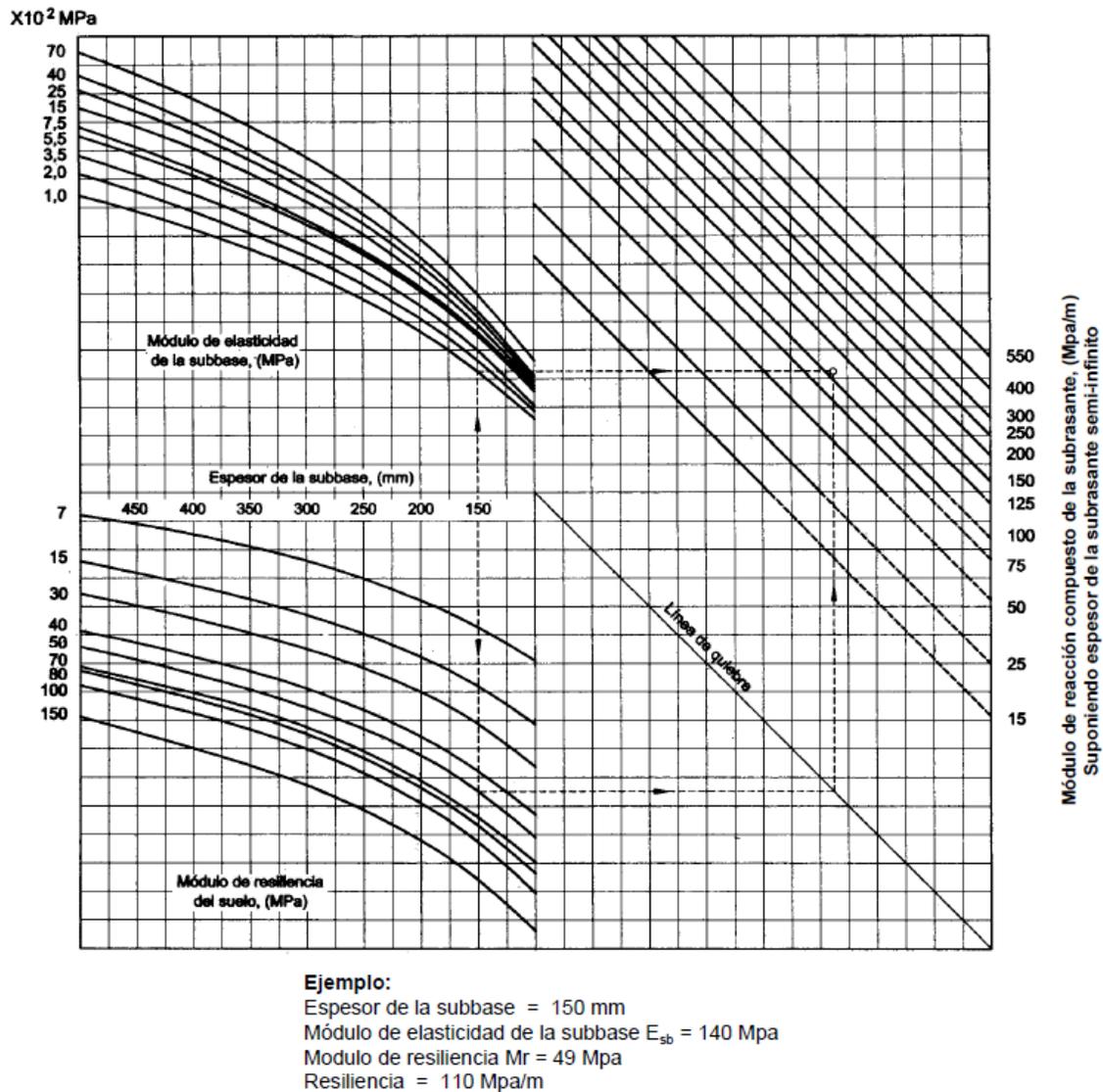


Figura 3.11. Nomograma para determinar el módulo de reacción compuesto de la subrasante suponiendo una profundidad infinita. Fuente: AASHTO 1993.

Luego se corrige este por la presencia de estrato de rocas a menos de 3 metros de profundidad. Usando el módulo de resiliencia de la subbase y con la distancia a la que se encuentra el estrato rocoso se entra a este nomograma:

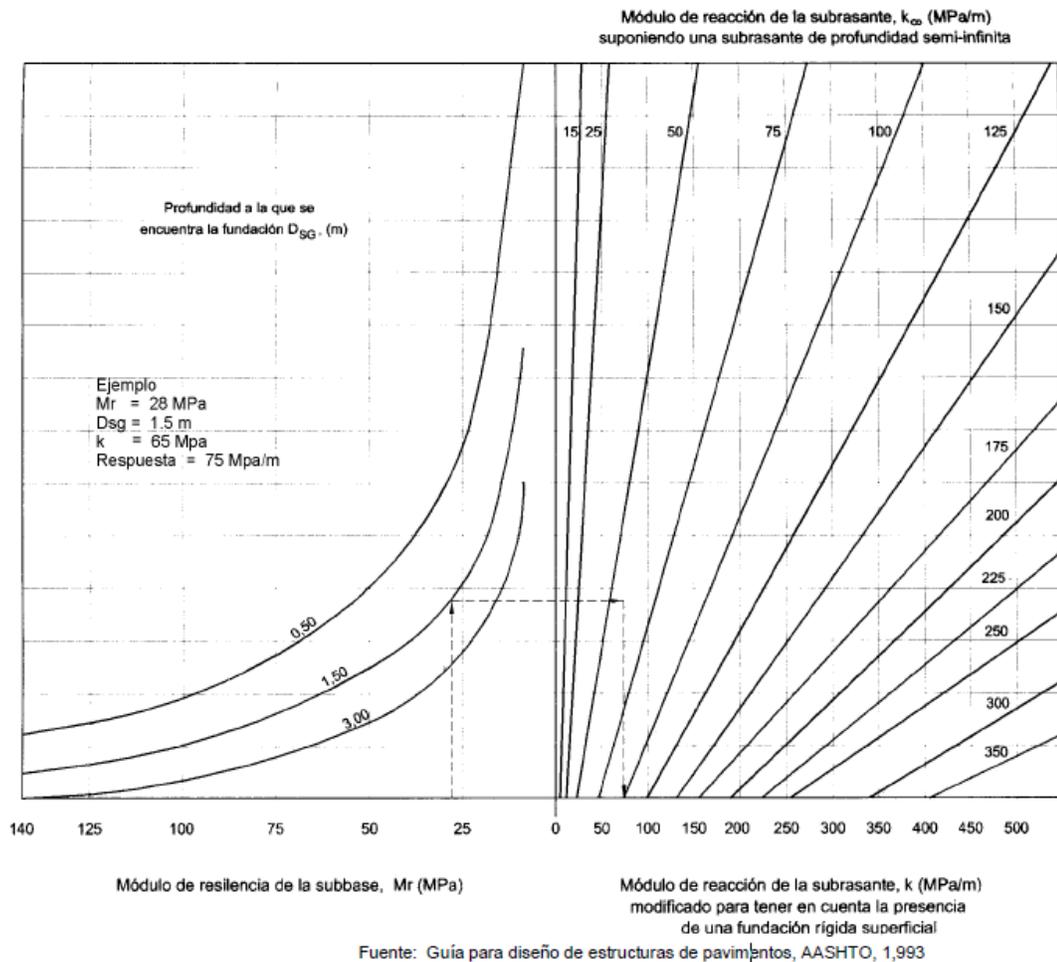


Figura 3.12. Nomograma para corregir el valor de k por la presencia de una capa rígida (estrato de roca menos de 3 m de profundidad). Fuente: AASHTO 1993

Se corrige también por deterioro relativo; pero esto se desprecia según el ingeniero.

Y por último se corrige por pérdida de soporte de la subbase:

TIPOS DE SUBBASE O BASE	FACTOR DE PERDIDA DE SOPORTE
Subbases granulares tratadas con cemento (Mr: de 7000 a 14000 Mpa)	0.00 a 1.00
Subbases tratadas con cemento (Mr: de 3500 a 7000 Mpa)	0.00 a 1.00
Bases asfálticas (Mr: de 2500 a 7000 Mpa)	0.00 a 1.00
Subbases estabilizadas con asfalto (Mr: de 300 a 2000 Mpa)	0.00 a 1.00
Estabilización con cal (Mr: de 150 a 1000 Mpa)	1.00 a 3.00
Materiales Granulares sin tratar (Mr: de 100 a 300 Mpa)	1.00 a 3.00
Suelos finos y subrasantes naturales (Mr: de 20 a 300 Mpa)	2.00 a 3.00

Tabla 3.16. Valores del factor de pérdida de soporte L_s , por tipo de subbase o base. Fuente: AASHTO 1993.

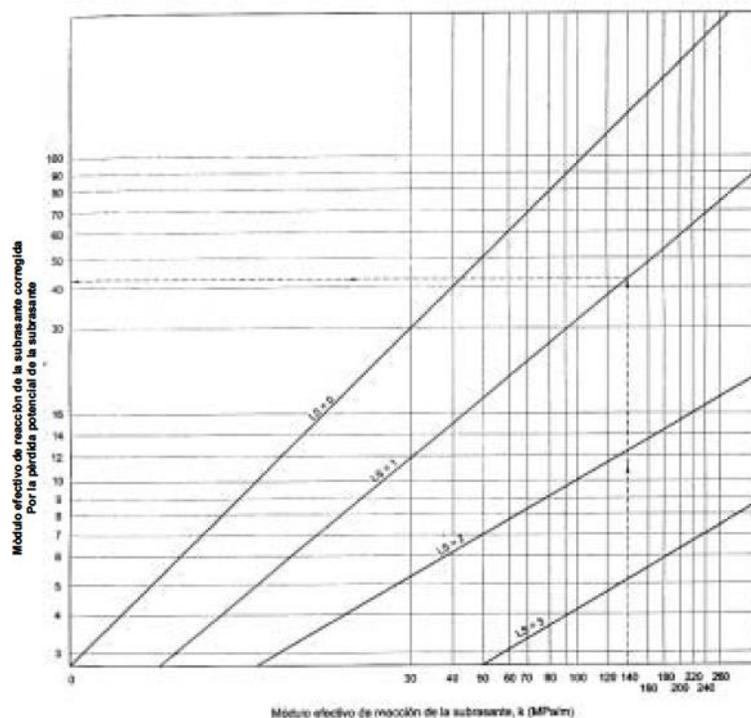


Figura 3.13. Nomograma para corregir el Módulo de reacción efectiva por pérdida potencial de soporte de la subbase. Fuente: AASHTO 1993.

Abajo se tiene el módulo de reacción (k que ya se corrigió por manto rocoso y luego de haber buscado en la tabla el tipo de material de la subbase se obtiene de este nomograma el valor final del valor de K .

Luego buscamos en el Ábaco de pavimento rígido y se obtiene el espesor de losa. Este valor es el que se debe ocupar para la iteración según el método mecanicista empírico.

3.1.3.3 COEFICIENTE DE POISSON.

El Coeficiente de Poisson está asociada a la relación existente entre la deformación longitudinal con respecto a la transversal de un espécimen de concreto sometido a una carga axial, donde se determina mediante un coeficiente cuan dúctil es el concreto ensayado.

3.1.3.4 TIPO DE CEMENTO PARA UTILIZAR.

El tipo de cemento influye en el comportamiento que tendrá el concreto, usualmente se usa el cemento ASTM C-1157 tipo HE, pero existen otros tipos dependiendo del requerimiento que se tenga.



TABLA 1 Requisitos físico estándar

Tipo de cemento	Método de prueba aplicables	GU	EL	SRA	SA	MH	LH
Finura	C 204
cambio de longitud Autoclave, máximo, %	C 151	0,80	0,80	0,80	0,80	0,80	0,80
Tempo de fragado, prueba de Vicat ^{aplicables}	C 191						
Inicial, no menos, minutos		45	45	45	45	45	45
Inicial, no más, minutos		420	420	420	420	420	420
El contenido de aire de volumen de mortero, %	C 185
fuerza gama ^{aplicables}	C 109 / C 109M						
1 día		...	10
3 días		10	17	10	5	5	...
7 días		17	...	17	10	10	5
28 días		17	...	17
El calor de hidratación	C 186						
7 días, Max, kJ / kg (kcal / kg) de 28 días,		290 (70)	250 (60) 290
max, kJ / kg (kcal / kg)		(70)
expansión bar Mortero	C 1038						
14 días, % max		0,020	0,020	0,020	0,020	0,020	0,020
expansión Sulfato (resistencia a los sulfatos) ^{aplicables}	C 1012						

Figura 3.14. Especificación del Cemento C-1157 tipo HE.

Fuente: ASTM C-1157.

3.1.3.5 RELACIÓN A/C.

La relación agua cemento indica la resistencia que tendrá el concreto al final, dicho esto en estado fresco es muy importante tener el control de esta propiedad. Las tablas que se ocupan para diseños de concretos dependen del tipo de concreto que se ocupara, es decir ACI 211.1 es para concreto normal, pero existe diferentes para las diferentes aplicaciones ingenieriles.

Resistencia a compresión a los 28 días (kg/cm ²)	Relación agua-material cementante en masa	
	Concreto sin aire incluido	Concreto con aire incluido
450	0.38	0.31
400	0.43	0.34
350	0.48	0.4
300	0.55	0.46
250	0.62	0.53
200	0.7	0.61
150	0.8	0.72

Tabla 3.17. Relación agua-cemento según resistencia necesaria.

Fuente: ACI 211.1.

3.1.3.6 TIPO DE AGREGADO.

En el documento ACI –116, “Terminología del Cemento y del Concreto”, se define a los agregados como materiales granulares tales como arena, grava, roca triturada, concreto hidráulico reciclado o escoria de alto horno, que se usan junto con un medio cementante hidráulico para producir ya sea concreto o mortero. Es importante señalar que el hecho de que los agregados satisfagan los requisitos de la norma no garantiza necesariamente un concreto libre de defectos.

Cuando la mezcla de concreto pasa del estado plástico al estado endurecido durante el proceso de fraguado, los agregados controlan los cambios volumétricos de la pasta, evitando que se generen agrietamientos por retracción plástica, los cuales pueden afectar la resistencia del concreto.

Las normas sobre agregados comprenden agregados ordinarios (ASTM C33), tamaños recomendados de las existencias de agregados para construcción de carreteras (ASTM D 448) y agregados livianos (ASTM C 330 y ASTM C 332). Se requiere, por lo general, que los agregados sean limpios, duros, sanos y durables, y que los tamaños de las partículas estén comprendidos entre los límites establecidos, comúnmente bastante amplios. Sin embargo, especificaciones recientes requieren frecuentemente que la gradación escogida se mantenga razonablemente uniforme, por restricciones sobre el rango de Módulo de Finura de varios envíos. Las diversas sustancias perjudiciales quedan restringidas a pequeños porcentajes.

3.1.3.7 MÓDULO ESTÁTICO DE ELASTICIDAD.

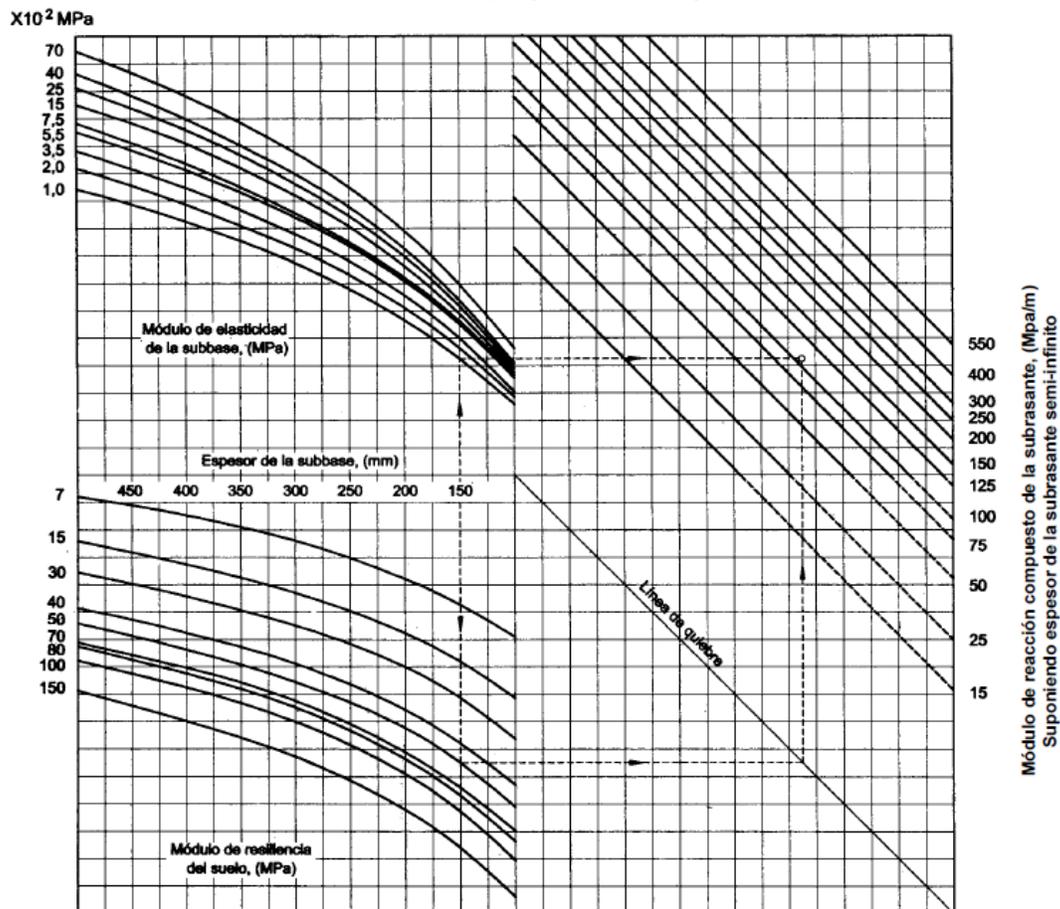
Este valor está relacionado con la resistencia a la compresión del concreto con el que se realizara el pavimento, para calcular dicho valor pueden utilizarse las siguientes fórmulas:

$$E_c = 57000(f'c)^{0.5}$$

$$E_c = 6750 * MR \text{ (psi)}$$

MÓDULO DE REACCIÓN DE LA SUPERFICIE SOBRE LA QUE SE APOYA LA LOSA DE CONCRETO (K)

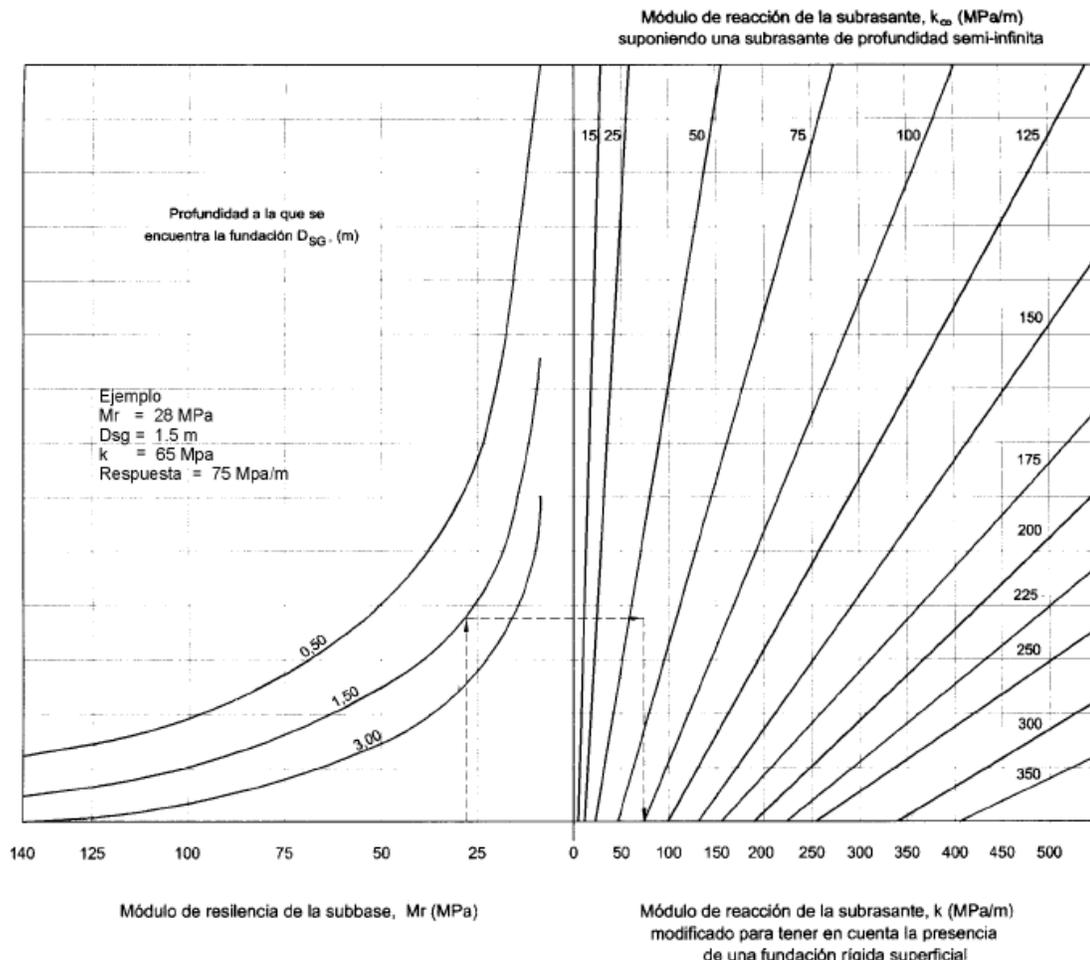
Este es de la capa sobre la que se asienta la losa, es decir, viene del CBR de la subbase, es recomendable que el módulo de elasticidad de la subbase no sea mayor de 4 veces mayor que la subrasante. Este valor se calcula para cada mes del año por cambios de temperaturas. Se determina un módulo de reacción compuesto.



Ejemplo:
 Espesor de la subbase = 150 mm
 Módulo de elasticidad de la subbase $E_{sb} = 140$ Mpa
 Modulo de resiliencia $M_r = 49$ Mpa
 Resiliencia = 110 Mpa/m

Figura 3.15. Nomograma para determinar el módulo de reacción compuesto de la subrasante, suponiendo una profundidad infinita. Fuente: AASHTO 1993.

Luego se corrige este por la presencia de estrato de rocas a menos de 3 metros de profundidad. Usando el módulo de resiliencia de la subbase y con la distancia a la que se encuentra el estrato rocoso se entra a este nomograma:



Fuente: Guía para diseño de estructuras de pavimentos, AASHTO, 1,993

Figura 3.16. Nomograma para corregir el valor de k por la presencia de una capa rígida (estrato de roca a menos de 3 m. de profundidad) Fuente: AASHTO 1993.

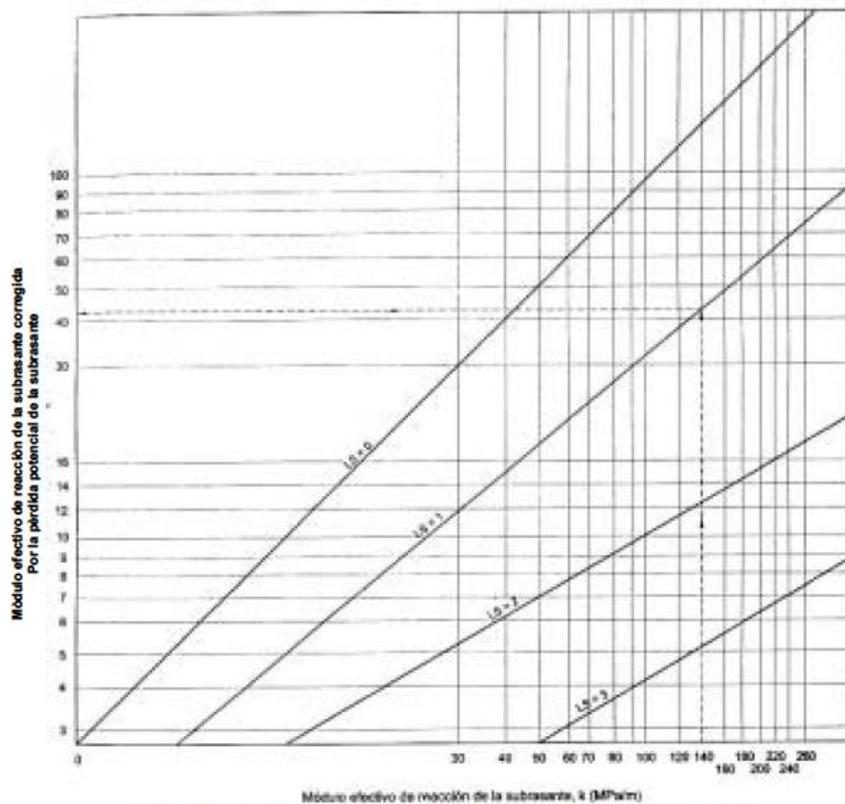
Se corrige también por deterioro relativo; pero esto se desprecia según el ingeniero.

Y por último se corrige por pérdida de soporte de la subbase:

TIPOS DE SUBBASE O BASE	FACTOR DE PERDIDA DE SOPORTE
Subbases granulares tratadas con cemento (Mr: de 7000 a 14000 Mpa)	0.00 a 1.00
Subbases tratadas con cemento (Mr: de 3500 a 7000 Mpa)	0.00 a 1.00
Bases asfálticas (Mr: de 2500 a 7000 Mpa)	0.00 a 1.00
Subbases estabilizadas con asfalto (Mr: de 300 a 2000 Mpa)	0.00 a 1.00
Estabilización con cal (Mr: de 150 a 1000 Mpa)	1.00 a 3.00
Materiales Granulares sin tratar (Mr: de 100 a 300 Mpa)	1.00 a 3.00
Suelos finos y subrasantes naturales (Mr: de 20 a 300 Mpa)	2.00 a 3.00

Tabla 3.18. Valores del factor de pérdida de soporte L_s , por el tipo de subbase o base.

Fuente: AASHTO 1993.



Fuente: Guía para diseño de estructuras de pavimentos, AASHTO, 1,993

Figura 3.17. Nomograma para corregir el Módulo de reacción efectivo por pérdida potencial de soporte de la subbase. Fuente: AASHTO 1993.

3.2 MODELOS DE DETERIORO PARA PAVIMENTOS SIMPLES CON JUNTAS (JPCP) PARA ANÁLISIS DE FALLAS PARA EL DISEÑO POR EL MÉTODO MECANICISTA-EMPÍRICO.

Para el diseño de pavimentos rígidos nuevos, la guía MEPDG presenta dos opciones: Concreto simple con juntas (JPCP) y concreto continuamente reforzado (CRCP).

Para nuestro proyecto, se analizará el diseño del pavimento de concreto simple con juntas, debido a que este tipo de pavimento se ha diseñado para aplicaciones en carreteras con bajos volúmenes de tránsito.

Para el diseño de dichos pavimentos, la guía MEPDG evalúa algunos indicadores de desempeño como son los siguientes:

- Agrietamiento transversal y longitudinal
- Escalonamiento
- IRI

Los criterios de comportamiento deben ser seleccionados en base a la confiabilidad de diseño escogida. Por ejemplo, si se especifica un nivel de confiabilidad alta y el nivel de deterioro es bajo, resultará un diseño muy conservador.

3.2.1 AGRIETAMIENTO TRANSVERSAL Y LONGITUDINAL.

Se define como las tensiones y deformaciones que se originan en la estructura del pavimento debido a las cargas del tránsito aplicadas bajo diversas condiciones climáticas que llegan a producir cierto porcentaje de fatiga en la estructura.

Las sucesivas aplicaciones de cargas van acumulando consumo de fatiga, hasta que se generan fisuras en la losa. Estas fisuras por fatiga pueden originarse de diferente manera, dependiendo de la condición predominante de alabeo de losa y la configuración geométrica de las cargas.

Los modelos de agrietamiento verifican dos posiciones críticas alternativas de cargas.

- La primera posición crítica es en el borde externo, centrada entre dos juntas transversales, asociada a alabeo convexo en la losa, que produce tracción en el fondo de la losa y genera con el tiempo grietas transversales que progresan de abajo hacia arriba (“bottom-up cracking”).
- Otra posición crítica corresponde a las cargas sobre las juntas transversales bajo alabeo cóncavo de la losa que producen tracción en la superficie de la losa y generan con el tiempo grietas que progresan de arriba hacia abajo (“top-down cracking”).

3.2.2 ESCALONAMIENTO.

El escalonamiento es un deterioro que afecta la estructura del pavimento, y corresponde a la diferencia de elevación entre una losa y otra.

La guía de diseño MEPDG, menciona que la repetición de cargas sobre las juntas transversales aumenta la posibilidad de aparición de escalonamiento entre

ambas caras de dichas juntas, especialmente cuando ocurre algunas condiciones desfavorables como son las siguientes:

- Si la eficiencia de la transferencia de cargas es inferior al 80%.
- Si la base, subbase, hombro o suelo de fundación son erosionables.
- Si existe agua libre bajo la losa.

En estos casos, el escalonamiento puede ocasionar pérdida de calidad de rodadura, aumentando la irregularidad (IRI), y requiriendo eventualmente rehabilitación temprana de la superficie pavimentada.

La Figura 3.18 representa el diagrama de causalidad del modelo de escalonamiento. Se observa que las propiedades de la base y subbase influyen directamente en el escalonamiento. A su vez, las bases de datos climáticas se relacionan indirectamente con el modelo.

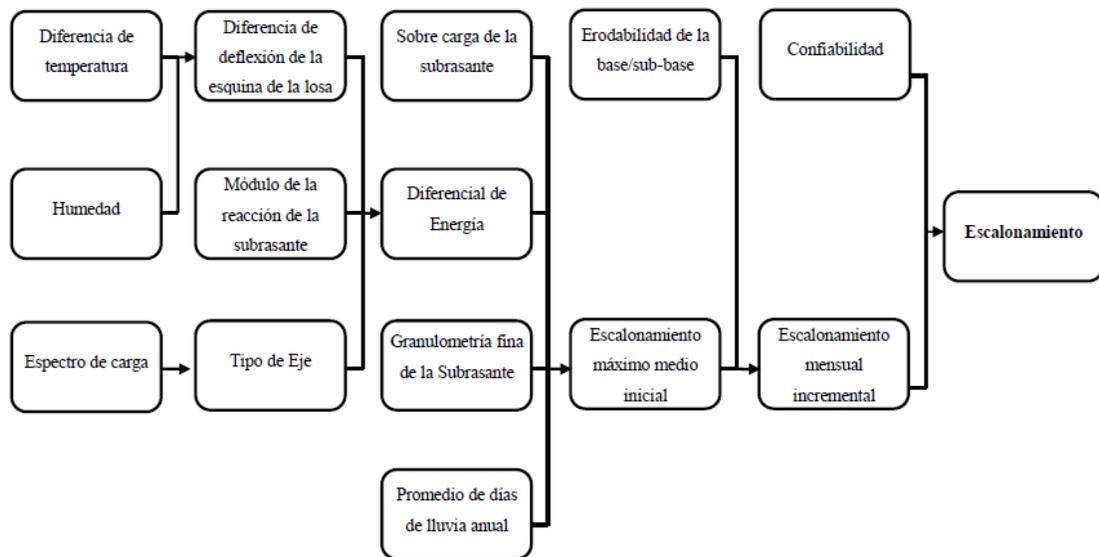


Figura 3.18. Diagrama de causalidad entre variables para el modelo de escalonamiento. Fuente: Tesis: Evaluación del desempeño a solicitaciones de erosión y fatiga de estructuras de pavimento de concreto hidráulico realizados mediante la guía de diseño AASHTO 93 en El Salvador

3.2.3 DESCONCHE.

El desconche es un deterioro que se produce en las juntas, a través de grietas cortas irregulares, generando desprendimientos de fragmentos de concreto.

La Figura 3.19 representa el modelo de desconche, que depende directamente del factor de amplificación, el cual relaciona variables como la base de datos climática y el espesor de la losa.

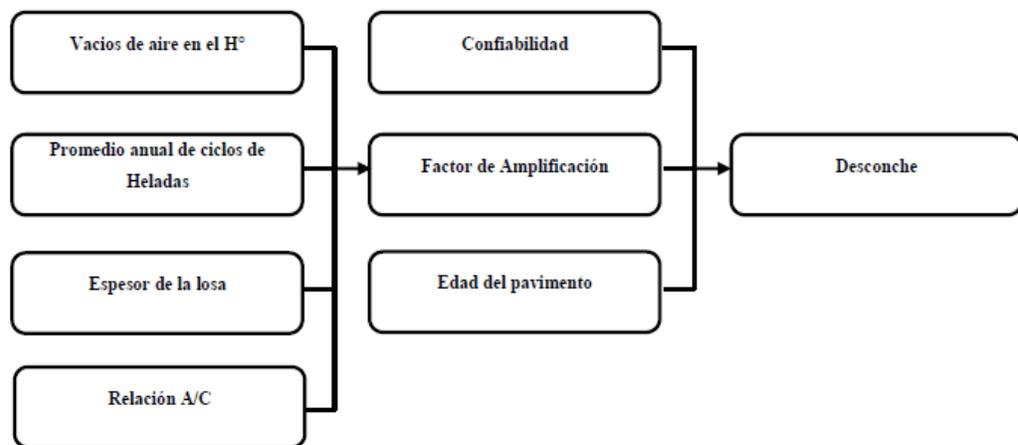


Figura 3.19. Diagrama de causalidad entre variables para el modelo de desconche. Fuente: Tesis: Evaluación del desempeño a solicitaciones de erosión y fatiga de estructuras de pavimento de concreto hidráulico realizados mediante la guía de diseño AASHTO 93 en El Salvador

3.2.4 PROGRESIÓN DEL IRI.

Es un tipo de deterioro que reduce la funcionalidad del pavimento y corresponde al desgaste acumulado de la rugosidad del pavimento. Depende del IRI inicial del pavimento, se mide en m/km a través de equipos. Es un deterioro que depende del incremento del agrietamiento transversal, escalonamiento y desconche.

La Figura 3.20 representa el modelo de progresión del IRI, que depende de los modelos de desconche, agrietamiento transversal y escalonamiento. Así como de la base de datos climática y de propiedades de la sub – rasante. datos climática y de propiedades de la sub – rasante.

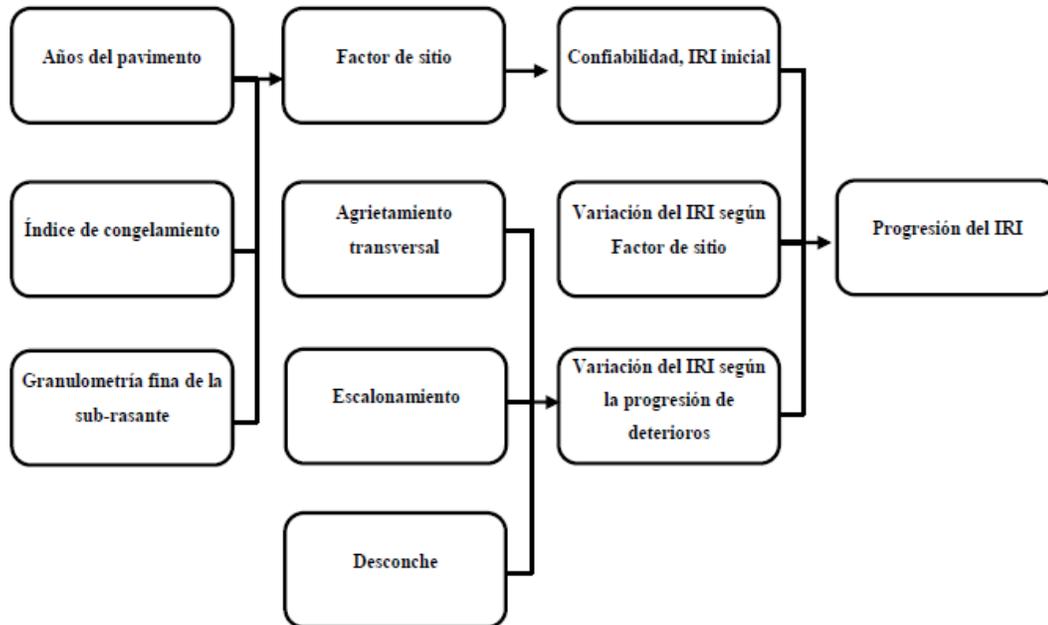


Figura 3.20. Diagrama de causalidad entre variables para el modelo de progresión del IRI. Fuente: Tesis: Evaluación del desempeño a solicitaciones de erosión y fatiga de estructuras de pavimento de concreto hidráulico realizados mediante la guía de diseño AASHTO 93 en El Salvador

CAPÍTULO 4

DISEÑO DE PAVIMENTO RÍGIDO PARA VIAS DE BAJA INTENSIDAD DE TRÁNSITO.

4.1 GENERALIDADES.

En este capítulo se llevarán a cabo los diseños de pavimentos de concreto hidráulico, tanto el diseño por medio de la metodología AASHTO 93, como la alternativa de diseño mecanicista - empírico, se evaluará para diferentes configuraciones de losa (losas largas y losa corta), además de evaluar para distintos periodos de diseño para finalizar se realizará la comparación de los resultados de ambas condiciones.

Para realizar el diseño de estructuras de pavimento, es necesario conocer la importancia que tendrá, donde será construida y con qué lugares va a conectar, para saber que clasificación tendrá, cuál será la geología del lugar y el crecimiento de tráfico que tendrá a futuro, es por esta razón que se ha seleccionado el área Metropolitana de San Salvador para hacer el diseño, ya que se tiene mayor información recolectada de tráfico, de condición del tiempo como precipitaciones, temperaturas, humedades, entre otros aspectos de diseño. En nuestro país El área Metropolitana es de mucha importancia, porque ahí se desarrolla la mayoría de las actividades socioeconómicas del país, diversas actividades industriales, de servicio, comercio, cultura, política, etc. Se centran en el AMSS, y por ende debe contar con una excelente red vial.

4.2 DISEÑO POR MEDIO DEL MÉTODO AASHTO 93.

El método de diseño basado en la guía de diseño de pavimentos AASHTO 93 es uno de los mejores métodos y de los más utilizados para el diseño de pavimentos, para la realización del diseño por medio de la metodología mecanicista-empírica se necesita hacer uso de un prediseño para poder comenzar con la iteración en el programa por lo que se realizará el prediseño por dicho método y el mismo diseño nos servirá al final como un resultado de comparación para la alternativa mecanicista-empírica.

Se realizarán 2 diseños diferentes por medio de este método evaluando dos períodos de diseño diferentes.

- Diseño 1: Para un período de diseño de 20 años que es el período para el cual se diseña en nuestro país.
- Diseño 2: Para un período de diseño de 12 años que es el período de diseño máximo recomendado por la guía simplificada para el diseño de pavimentos de bajo volumen de tránsito de Costa Rica.

4.2.1 DATOS DE ENTRADA PARA DISEÑO POR AASHTO 93.

4.2.1.1 DISEÑO 1.

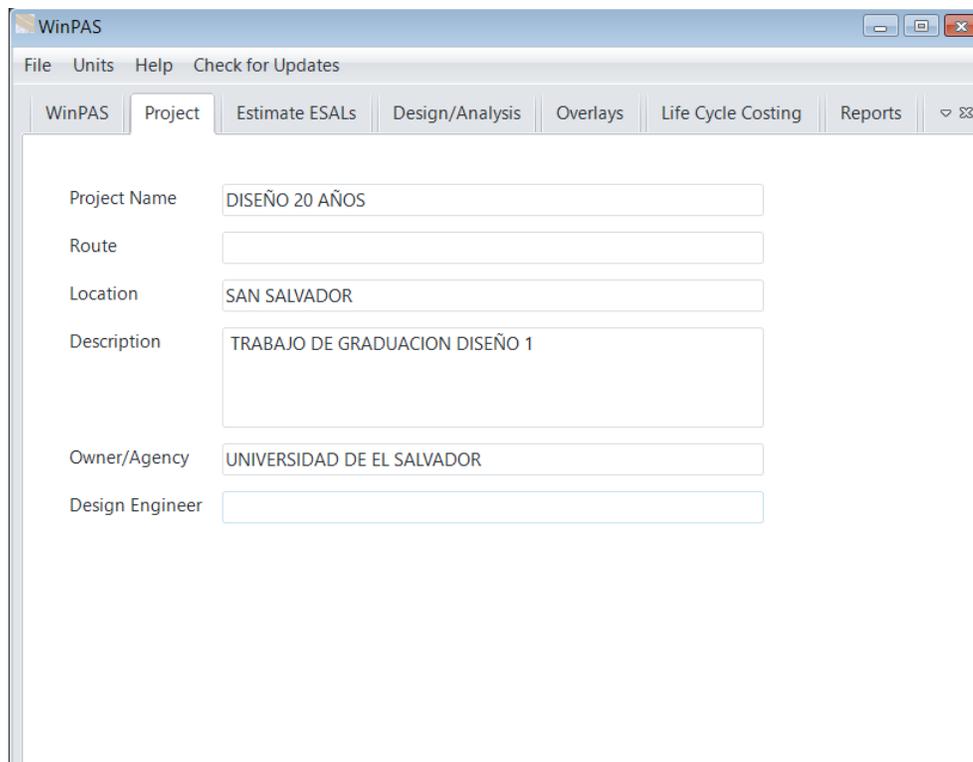
Para la realización del diseño por AASHTO 93 se utilizará el software de diseño WinPass 12 en la tabla 4.1 se presentan los datos de entrada general a utilizar en el software.

Datos de entrada generales para WinPass	
Espesor estimado de la base (mm.)	150
Serviciabilidad final (m/km)	2.0
Período de diseño	20 años
Tasa de crecimiento	2%
Factor de distribución por dirección	100%
Factor de distribución por carril	100%
Número total de ESAL´s	2,062,005
Confiabilidad	60%
Módulo de ruptura (losa de concreto)	3.4 MPa (35 kg/cm ²)
Módulo de elasticidad del concreto	23,442.2 MPa
Coefficiente de transferencia de carga	4.2
Tipo de base	Granular estabilizada con Cemento
Serviciabilidad inicial, Pi	4.5
Serviciabilidad final Pf	2.0
Calidad de drenaje	Buena
Coefficiente de drenaje	1.00

Tabla 4.1. Datos generales para diseño

Fuente: Propia.

Lo primero que se hace es definir los datos generales de nuestro proyecto en el software como se muestra a continuación en la Figura 4.1.



The screenshot shows the WinPAS software interface. The window title is 'WinPAS'. The menu bar includes 'File', 'Units', 'Help', and 'Check for Updates'. The main menu contains 'WinPAS', 'Project', 'Estimate ESALs', 'Design/Analysis', 'Overlays', 'Life Cycle Costing', and 'Reports'. The 'Project' tab is active, displaying the following fields:

Project Name	DISEÑO 20 AÑOS
Route	
Location	SAN SALVADOR
Description	TRABAJO DE GRADUACION DISEÑO 1
Owner/Agency	UNIVERSIDAD DE EL SALVADOR
Design Engineer	

Figura 4.1. Datos generales del proyecto.

Fuente: Propia.

En la Figura 4.2 se muestra la introducción de datos para el cálculo de Esal's proponiendo un espesor de losa tentativo de 150 mm., y los demás datos de diseño que se especificaron en la tabla 4.1.

General ESAL Calculation Inputs

General Pavement and Traffic Inputs

Estimated Concrete Thickness: mm

Estimated Asphalt Structural Number:

Terminal Serviceability:

Design Life: years

Annual Traffic Growth Rate: %

Traffic Input By (M/D/Y):

Traffic Input As

Design Lane

Total Traffic

1-way 2-way

Design Lane Distribution: %

Directional Distribution: %

Figura 4.2. Datos de entrada general para el cálculo de Esal's.

Fuente: Propia.

Total ESALs by Vehicle Type

Estimated Rigid Thickness: **150.00** Design Life: **20** years

Estimated Asphalt SN: **0.00** Annual Growth Rate: **2.00** %

Terminal Serviceability: **2.00** Traffic Input By (M/D/Y): **Day**

Vehicle Load and Volume Data

Vehicle	Axle Load	Axle Type	Number	Vehicle	Axle Load	Axle Type	Number
KN				KN			
P	9.8	Single	2,518	SU3	48.9	Single	79
	9.8	Single			97.9	Single	
	0	Single			0	Single	
SU	9.8	Single	518	WB-50	48.9	Single	9
	24.5	Single			161.5	Tandem	
	0	Single			0	Single	
BUS, SU2	24.5	Single	63	WB-60	0	Single	0
	48.9	Single			0	Single	
	0	Single			0	Single	
	0	Single			0	Single	

Total Rigid ESALs **2,062,005** Total Flexible ESALs **0**

Figura 4.3. Cálculo de Esal's.

Fuente: Propia.

El resultado total de los Esal's de diseño nos da de 2,062,005 como se muestra en la Figura 4.3 y esto se utilizará para el cálculo adecuado de espesores de la estructura de pavimento.

Teniendo todos los datos de entrada generales tomados de la Tabla 4.1 se selecciona la opción de análisis de diseño para pavimentos de concreto y se despliega la pantalla que se puede observar en la Figura 4.4.

The screenshot displays the 'Concrete Pavement Design' software window. The main area is titled 'Concrete Pavement Design/Analysis Inputs' and contains a list of input parameters with their respective values and units:

Parameter	Value	Unit
Concrete Thickness		mm
Total Rigid ESALs	2,062,005	
Reliability	60.00	%
Overall Standard Deviation	0.35	
Flexural Strength	3.4	MPa
Modulus of Elasticity	23,442.2	MPa
Load Transfer Coefficient	4.20	
Modulus of Subgrade Reaction	59.0	MPa/m
Drainage Coefficient	1.00	
Initial Serviceability	4.50	
Terminal Serviceability	2.00	

Below the input fields, there is a warning message: 'Warning! Input Value Changed, Press Solve For to Recalculate'. A 'Solve For' button is positioned to the right of the warning. To the right of the main input area, there are two buttons: 'Save and Close' and 'Help'.

Figura 4.4. Pestaña de datos de entrada para el diseño del pavimento de concreto hidráulico. Fuente: Propia.

En el diseño se propone tener una base granular estabilizada con cemento, por tal razón se escogió un Módulo Resiliente de la subbase de 1,000,000 psi (6,894.8 MPa) y el Módulo resiliente de la subrasante, se calcula a partir de la correlación utilizada por el programa que se ha desarrollado bajo el proyecto NCHRP 128, la evaluación de la guía AASHTO identifico una relación no lineal entre el módulo resiliente y el CBR. Aunque la guía AASHTO, sugiere una relación de $1.500 \cdot \text{CBR}$.

El programa toma en cuenta también otros estudios (Indiana, Ohio) que demostraron que una correlación tan baja como $800 \cdot \text{CBR}$ y que van desde 750 hasta 3.000 veces el valor de CBR. Este rango es adecuado con la correlación que se establece en el proyecto NCHRP 128, evaluándolo con un CBR de 10 para la subrasante esto se muestra a continuación en la *Figura 4.5. Este cálculo nos da como resultado un valor de Modulo resiliente de la subrasante de 64.7 Mpa.*

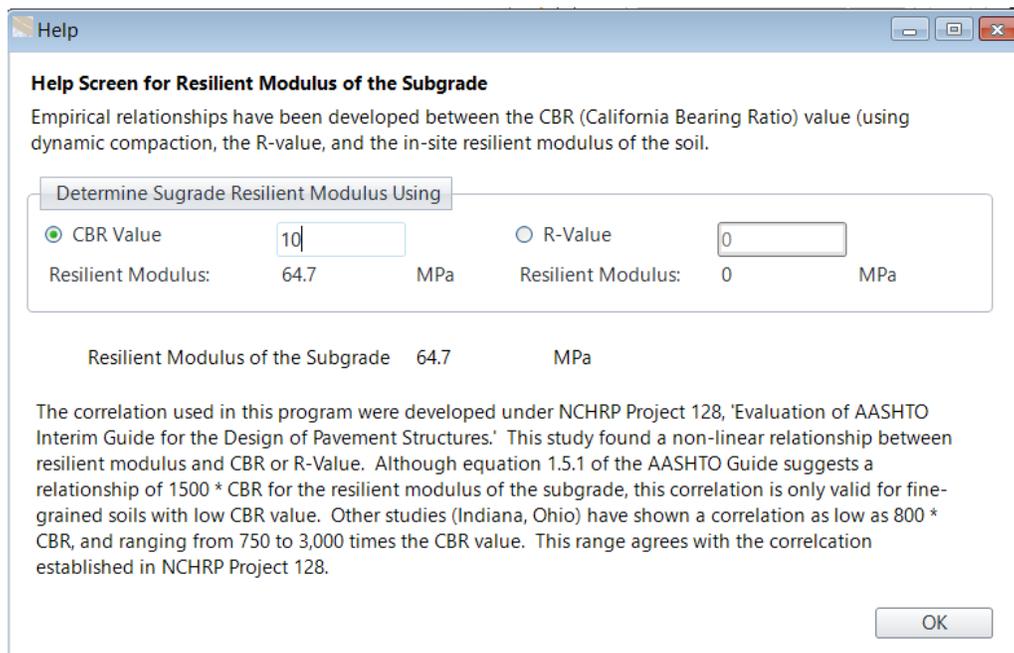


Figura 4.5. Cálculo de Modulo resiliente por correlación con el valor de CBR en el programa WinPas 12. Fuente: Propia.

La AASHTO teniendo en cuenta las posibles fallas por erosión en el sistema de apoyo de la losa de concreto, establece un factor de ajuste por de perdida de soporte (L_s), el cual conlleva una reducción del módulo de reacción efectivo del conjunto subbase y subrasante Para bases granulares sin tratar como lo es en nuestro caso la AASTHO recomienda que se tomen valores de L_s entre 1.0 y 3.0.

Por lo tanto, para nuestro caso se utilizará un valor de L_s de 1

Help

Help Screen for Modulus of Subgrade Reaction

Resilient Modulus of the Subgrade = MPa

Material Type	Resilient Modulus (psi) (1 MPa = 145 psi)
Lean Concrete Subbase (LCB, Econocrete)	1,000,000-2,000,000
Cement-Treated Subbase (CTB)	500,000-1,000,000
Hot-Mix or Warm-Mix Asphalt Subbase	350,000-1,000,000
Cement-Stabilized Subgrade	50,000-1,000,000
Asphalt-Treated Subbase (ATB)	40,000-300,000
Lime-Stabilized Subgrade	20,000-70,000
Unstabilized Subbase	15,000-45,000
Fine-Graded or Natural Subgrade	3,000-40,000

Determine Unadjusted Subgrade Resilient Modulus

Calculate Using AASHTO 93 Method Enter Value MPa/

Resilient Modulus of the Subbase = MPa (Leave blank if none)

Subbase Thickness (4 to 12 inches) = mm

Unadjusted Modulus of Subgrade Reaction = **236.4** MPa/

Apply Adjustments

Depth of Rigid Foundation =

Loss of Support (0, 1, 2, or 3) =

Adjusted Modulus of Subgrade Reaction = **59.0** MPa/

Figura 4.6. Cálculo de Modulo ajustado de reacción de la subrasante en el programa WinPas 12.
Fuente: Propia.

Después de todo el cálculo y de los ajustes el programa concluye que el módulo ajustado de reacción de la subrasante es de 59.0 MPa/m como se puede observar en la figura 4.6.

Teniendo todos los datos necesarios para el calculo del espesor de la losa de concreto el programa calculo que dicho valor es de 221.93 mm. como se puede observar en la figura 4.7 y de esa manera se obtiene el diseño de la estructura de pavimento por el método de AASHTO 93.

Concrete Pavement Design

Concrete Pavement Design/Analysis Inputs

Concrete Thickness	221.93	mm
Total Rigid ESALs	2,062,005	
Reliability	60.00	%
Overall Standard Deviation	0.35	
Flexural Strength	3.4	MPa
Modulus of Elasticity	23,442.2	MPa
Load Transfer Coefficient	4.20	
Modulus of Subgrade Reaction	59.0	MPa/m
Drainage Coefficient	1.00	
Initial Serviceability	4.50	
Terminal Serviceability	2.00	

Save and Close

Help

Concrete Pavement Design/Analysis

Concrete Thickness: 221.93 mm

Solve For

Figura 4.7. Evaluación del espesor de la losa de concreto en el programa WinPas 12. Fuente: Propia.

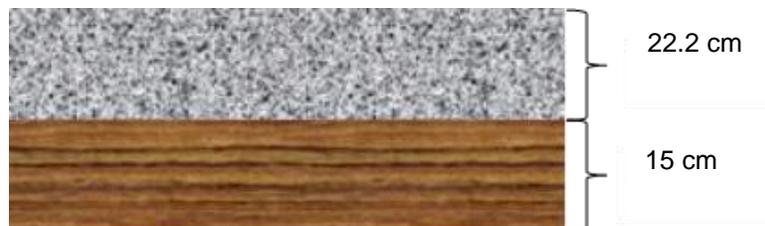


Figura 4.8. Estructura del pavimento rígido calculada en WinPas 12.

Fuente: Propia.

CONCLUSIONES.

Para un período de diseño de 20 años que es el período de diseño base que se utiliza en nuestro país el espesor de la losa es de 22 cm aproximadamente, sin embargo, los valores de resultados de Esal's para este período de diseño no cumplen con el mínimo solicitado para los pavimentos de bajo tránsito que según la guía simplificada para el diseño de pavimentos de bajo tránsito de Costa Rica indica que los Esal's deben ser de máximo 1.5 millones, y el periodo de diseño máximo para este tipo de pavimentos debe ser de 12 años, por lo tanto se realiza el prediseño para las consideraciones dadas por la guía costarricenses.

4.2.1.2 DISEÑO 2.

Para los datos de entrada del segundo diseño se toman en cuenta algunas de las consideraciones de la **guía de diseño simplificada para el diseño de pavimentos de bajo tránsito de Costa Rica** (Ver Figura 4.9).

Variable de diseño	Valor
TPD (tránsito promedio diario)	Máx. 3500
CBR de la subrasante	Mín. 3,0 %
Porcentaje de vehículos pesados	Máx. 15,0 %
ESALs	Máx. 1,5 millones
Periodo de diseño	Máx. 12 años
Carriles de circulación	Máx. 2 carriles

Figura 4.9. Parámetros de diseño para pavimentos de bajo tránsito. Fuente: Guía simplificada para pavimentos de bajo tránsito.

La Tabla 4.2 presenta los datos de entrada tomando como base los parámetros de la guía costarricense.

Datos de entrada generales para WinPass	
Espesor estimado de la base (mm.)	150
Serviciabilidad final (m/km)	2.0
Período de diseño	12 años
Tasa de crecimiento	2%
Factor de distribución por dirección	100%
Factor de distribución por carril	100%
Número total de ESAL's	1,173,231
Confiabilidad	60%
Módulo de ruptura (losa de concreto)	3.4 MPa (35 kg/cm ²)
Módulo de elasticidad del concreto	23,442.2 MPa
Coefficiente de transferencia de carga	4.2
Tipo de base	Estabilizada con Cemento
Serviciabilidad inicial, Pi	4.5
Serviciabilidad final Pf	2.0
Calidad de drenaje	Buena
Coefficiente de drenaje	1.00

Tabla 4.2. Datos de entrada de WinPas para diseño 2.

Fuente: Propia.

En la Figura 4.10 se muestra la introducción de datos para el cálculo de Esal's proponiendo un espesor de losa tentativo de 100 mm. Para este diseño, y los demás datos de diseño que se especificaron en la tabla 4.2.

Figura 4.11. Datos de entrada general para el cálculo de Esal's.

Fuente: Propia

Vehicle	Axle Load (KN)	Axle Type	Number	Vehicle	Axle Load (KN)	Axle Type	Number
P	9.8	Single	2,518	SU3	48.9	Single	79
	9.8	Single			97.9	Single	
	0	Single			0	Single	
SU	9.8	Single	518	WB-50	48.9	Single	9
	24.5	Single			161.5	Tandem	
	0	Single			0	Single	
BUS, SU2	24.5	Single	63	WB-60	0	Single	0
	48.9	Single			0	Single	
	0	Single			0	Single	
	0	Single			0	Single	

Total Rigid ESALs: **1,173,231** Total Flexible ESALs: 0

Figura 4.10. Cálculo de Esal's.

Fuente: Propia.

El resultado total de los Esal's de diseño nos da 1,173,231 como se muestra en la Figura 4.11 y este valor se encuentra en el rango permitido por la guía costarricense por lo que se utilizará para el cálculo adecuado de espesores de la estructura de pavimento.

Teniendo todos los datos necesarios para el calculo del espesor de la losa de concreto el programa calculo que dicho valor es de 201.65 mm. como se puede observar en la figura 4.12 y de esa manera se obtiene el diseño de la estructura de pavimento por el método de AASHTO 93.

The screenshot displays the 'Concrete Pavement Design' software window. It is divided into two main sections: 'Concrete Pavement Design/Analysis Inputs' and 'Concrete Pavement Design/Analysis'. The input section contains a list of parameters with their respective values and units: Concrete Thickness (201.65 mm), Total Rigid ESALs (1,173,231), Reliability (60.00 %), Overall Standard Deviation (0.35), Flexural Strength (3.4 MPa), Modulus of Elasticity (23,442.2 MPa), Load Transfer Coefficient (4.20), Modulus of Subgrade Reaction (59.0 MPa/m), Drainage Coefficient (1.00), Initial Serviceability (4.50), and Terminal Serviceability (2.00). On the right side of the input section are 'Save and Close' and 'Help' buttons. The analysis section shows the result: 'Concrete Thickness: 201.65 mm' and a 'Solve For' button.

Parameter	Value	Unit
Concrete Thickness	201.65	mm
Total Rigid ESALs	1,173,231	
Reliability	60.00	%
Overall Standard Deviation	0.35	
Flexural Strength	3.4	MPa
Modulus of Elasticity	23,442.2	MPa
Load Transfer Coefficient	4.20	
Modulus of Subgrade Reaction	59.0	MPa/m
Drainage Coefficient	1.00	
Initial Serviceability	4.50	
Terminal Serviceability	2.00	

Figura 4.12. Cálculo de espesor de losa de concreto.

Fuente: Propia.



*Figura 4.13. Estructura del pavimento rígido calculada por WinPas 12.
Fuente: Propia.*

CONCLUSIONES.

Realizando el diseño para las consideraciones dadas en la guía costarricense se cumple con los parámetros de número de Esal's para el periodo de tiempo de diseño de 12 años y el espesor de la losa de concreto es de 20 cm aproximadamente.

4.3 DISEÑO POR MEDIO DE LA ALTERNATIVA MECANICISTA-EMPIRICA.

Este método se encarga de diseñar y evaluar el comportamiento de la estructura del pavimento y analizar el deterioro que tendrá a lo largo del periodo de diseño, de esta manera estamos comprobando que el pavimento idealmente y en condiciones normales no sufra daños significativos durante el periodo que se estime de vida del pavimento.

Para seguir con los pasos de la alternativa de diseño mecanicista-empírica, se evaluarán los dos diseños realizados en el prediseño hecho por el método AASHTO 93, el cual se especificó su procedimiento en el apartado 4.2, con los valores obtenidos en dichos diseños haremos el análisis del comportamiento estructural del pavimento por medio del programa de elementos finitos EverFe 2.24 como se mencionó previamente.

4.3.1 DISEÑO 1.

SOLUCIÓN CON LOSAS LARGAS.

4.3.1.1 Iteración 1.

❖ ANÁLISIS DE ESFUERZOS.

DATOS GENERALES DE ENTRADA.	
PARAMETRO	DATO
LOSA	
Longitud	4.00 m
Ancho	3.60 m
Espesor	22 cm
Módulo de Ruptura (Mr)	3.4 MPa
Módulo de Elasticidad (E)	23,442.2 MPa
Coefficiente de Poisson (ν)	0.20
Coefficiente de expansión térmica	1.1 e^{-5}
SUB BASE	
Tipo de subbase	Granular estabilizada con cemento
Módulo de elasticidad de subbase	150 MPa
Coefficiente de Poisson	0.35
SUB RASANTE	
k	0.059 MPa/mm
Dovelas	
E dovelas	200000 MPa
ν Dodelas	0.30
Configuración de Losas	Se considera un tablero con losa larga 1 fila dos columnas para modelar el carril de diseño y probar confinamiento.

Tabla 4.3. Entrada general de parámetros de diseño para análisis estructural.

Fuente: Propia.

Una vez que se tienen los datos generales de entrada se procede a realizar el análisis estructural del pavimento, a continuación, se presenta el ingreso de los datos evaluando tres condiciones críticas de carga en la estructura de pavimento: borde, esquina y centro; esto para los cuatro tipos de ejes de carga de rueda considerados en el análisis (simple, dual, tándem y tridem).

➤ **GEOMETRY (GEOMETRIA).**

Para el arreglo de 2 losas que se ha seleccionado entre una variedad de arreglos posibles presentado para nuestro caso se utilizara un arreglo para la losa de 3.60 m de ancho y 4.0 m de largo, el analisis de carga de losa se realiza de tres maneras distintas que son centro, esquina y borde, para ejemplo se mostrara el analisis para una losa cargada en el centro para un eje dual, Ver Figura 4.14.

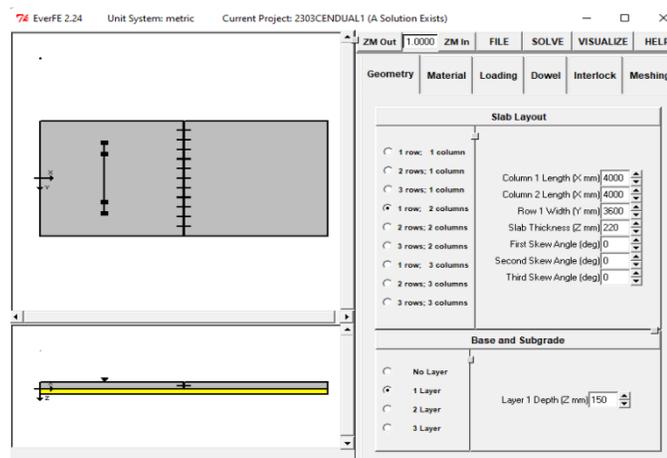


Figura 4.14. Parámetros geométricos del pavimento a diseñar en el software EverFe 2.24.
Fuente: Propia.

➤ MATERIALES

La pestaña de Materiales en el software de EverFe 2.24 permite el ingreso de datos respecto a las propiedades de los materiales para las losas de concreto, dovelas, capa de base o Subbase, fundación líquida densa, y la interfaz de losa-base donde utilizaremos como datos de entrada los valores tomados de la Tabla 4.3.

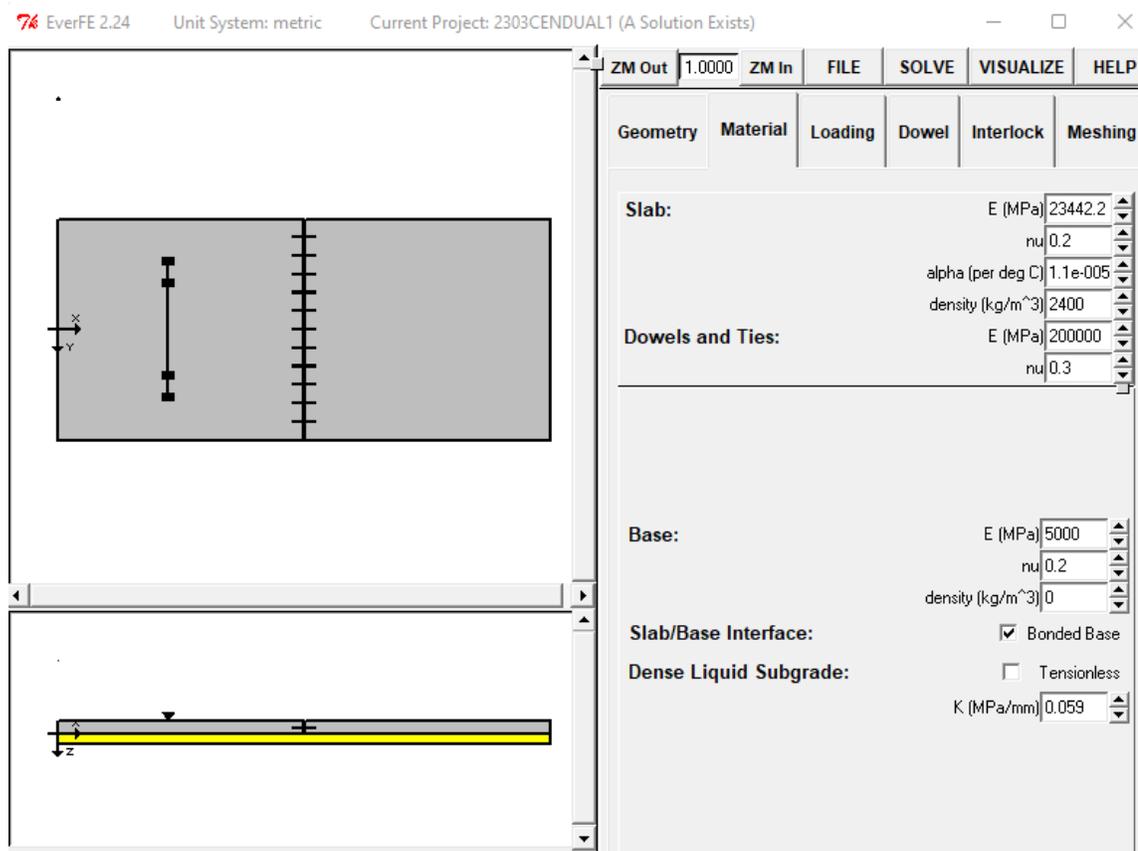


Figura 4.15. Panel de entrada de propiedades mecánicas y estructurales de los materiales de la estructura de pavimento rígido en el software EverFe 2.24.

Fuente: Propia.

➤ CARGAS (LOADING)

En esta pestaña se permite el ingreso de las cargas de tráfico y de temperatura a las cuales estará expuesto el pavimento que se está diseñando. Para ello se han considerado los cuatro ejes de carga localizados en puntos críticos (centro, borde, esquina).

Los parámetros geométricos **A**, **B**, **L**, **W** y **S** en la pantalla del software EverFe se detalla en un gráfico dichos parámetros (*ver Figura 4.16.*) **X** y **Y** son valores de distancias desde el modelo de origen de coordenadas hasta el centro de gravedad del eje.

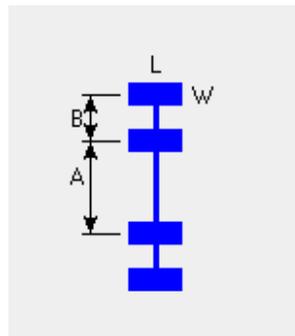


Figura 4.16. Parámetros geométricos de los ejes de rueda, eje dual gráfico presentado en el software EverFe 2.24.
Fuente: Propia.

Los datos de carga de ejes que se emplearán como datos de entrada para el programa serán los que se presentaron con anterioridad en el apartado 3.1.1.1 para los espectros de carga en ejes simple, dual, tándem y trídem, y convertidos a unidades de KN.

Los parámetros geométricos de los ejes empleados se muestran en la Tabla 4.4.

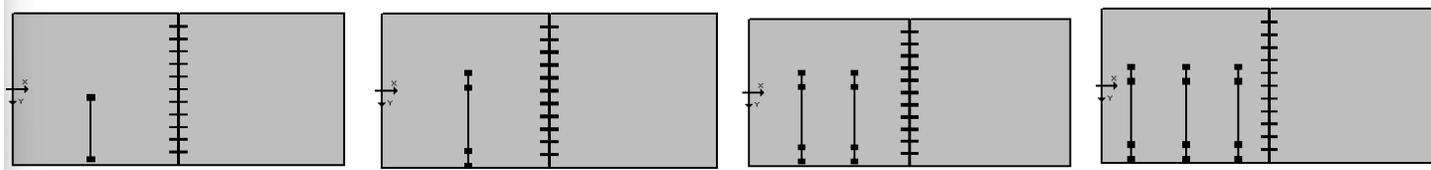
PARAMETROS GEOMETRICOS DE EJES DE RUEDA				
	SIMPLE	DUAL	TANDEM	TRIDEM
A	1500 mm	1500 mm	1500 mm	1500 mm
B	350 mm	350 mm	350 mm	350 mm
L	200 mm	200 mm	200 mm	200 mm
W	150 mm	150 mm	150 mm	150 mm
S			1311 mm	1250 mm
CARGA (KN)	45	95	154	194

Tabla 4.4. Parámetros geométricos de ejes de ruedas.

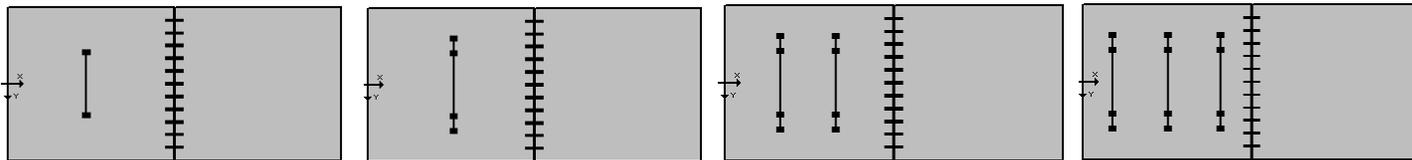
Fuente: Propia.

LOCALIZACIÓN DE EJES EN EL SISTEMA DE LOSAS LARGAS PROPUESTO

BORDE



CENTRO



ESQUINA

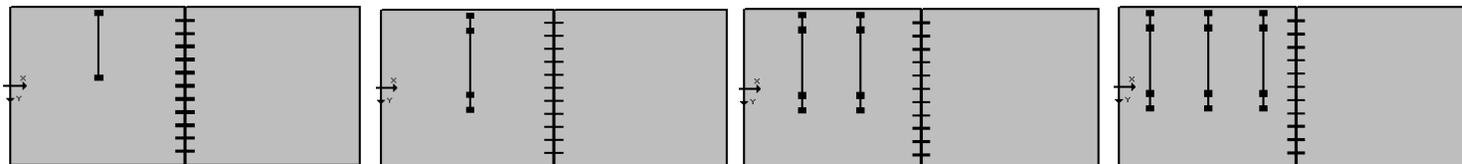


Figura 4.17. Configuraciones de localización de ejes para el análisis de esfuerzo en el software EverFe 2.24.

Fuente: Propia.

En la Figura 4.18 se presenta el ingreso de los datos de carga tanto para tráfico como para la carga originada por la temperatura a las que se expondrá el pavimento para el análisis, para el ingreso de datos se utilizaran los valores presentados en la Tabla 4.4 donde los valores de carga presentados son los valores de espectros de carga obtenidos en el ítem 3.1.1.1, cabe destacar que donde corresponde el ingreso de carga para la condición a evaluar se colocó el mayor valor de carga obtenido en el análisis espectral para cada tipo de eje a evaluar.

Además, las distribuciones térmicas que se pueden especificar son Lineal, bilineal y triliteral. Esto se logra al dar el número de cambios de temperatura (2,3 o 4) y especificar su valor. El esfuerzo en cualquier punto se calcula mediante el producto del coeficiente de expansión térmica definido en la tabla 4.2 y el cambio de temperatura en ese punto. Los cambios de temperatura se supone que es lineal a través del espesor de la losa de arriba hacia abajo.

Para la realización de la modelación en este caso partiremos de encontrar los cambios de temperatura dado que esto juega un papel muy importante a la hora de calcular esfuerzos en la estructura del pavimento.

La fundación ISCYC, desarrolló un estudio práctico para determinar el gradiente térmico en las estructuras de pavimento de concreto hidráulico, obteniendo resultados para distintos espesores de losa. El estudio lleva por nombre

“INVESTIGACIÓN DE GRADIENTE TÉRMICO EN PAVIMENTOS DE CONCRETO HIDRÁULICO”, y fue realizado en Carretera Panamericana, tramo comprendido entre Avenida la Revolución – Las Delicias.

El estudio consistió en instalar sensores de manera simultánea a la colocación del concreto tanto en la superficie, al medio y al fondo de la losa, con el objetivo de determinar la temperatura a cierto intervalo de tiempo a través de la lectura de los sensores, teniendo la particularidad que fueron colocados en ubicaciones definidas a lo largo del tramo.

Con los valores registrados por los sensores se calcularon los cambios de temperatura entre la base y la superficie de la losa, dando como resultado un valor promedio y un valor máximo. Además, el tramo contenía tres espesores de losas diferentes por lo que los datos antes mencionados fueron calculados para cada uno de ellos.

A continuación, se presenta en la tabla 4.5 resumen de los valores de diferenciales térmicos obtenidos con este estudio:

ESPEJOR DE LOSA	25 cm	23 cm	20 cm
PROMEDIO $+\Delta t$ °C	9.95	9.71	11.9
PROMEDIO $-\Delta t$ °C	-5.25	-4.99	-6.38
MAXIMO $+\Delta t$ °C	16	14.5	19.5
MAXIMO $-\Delta t$ °C	-8	-7.5	-9.5

Tabla 4.5. Diferenciales térmicos

Fuente: Revista ISCYC, tomo 73.

De la tabla anterior es importante mencionar que los valores positivos se presentan en la condición diurna y los valores negativos en la condición nocturna.

Por lo que para nuestra evaluación de diseño se decidió ocupar los valores promedios para la condición diurna.

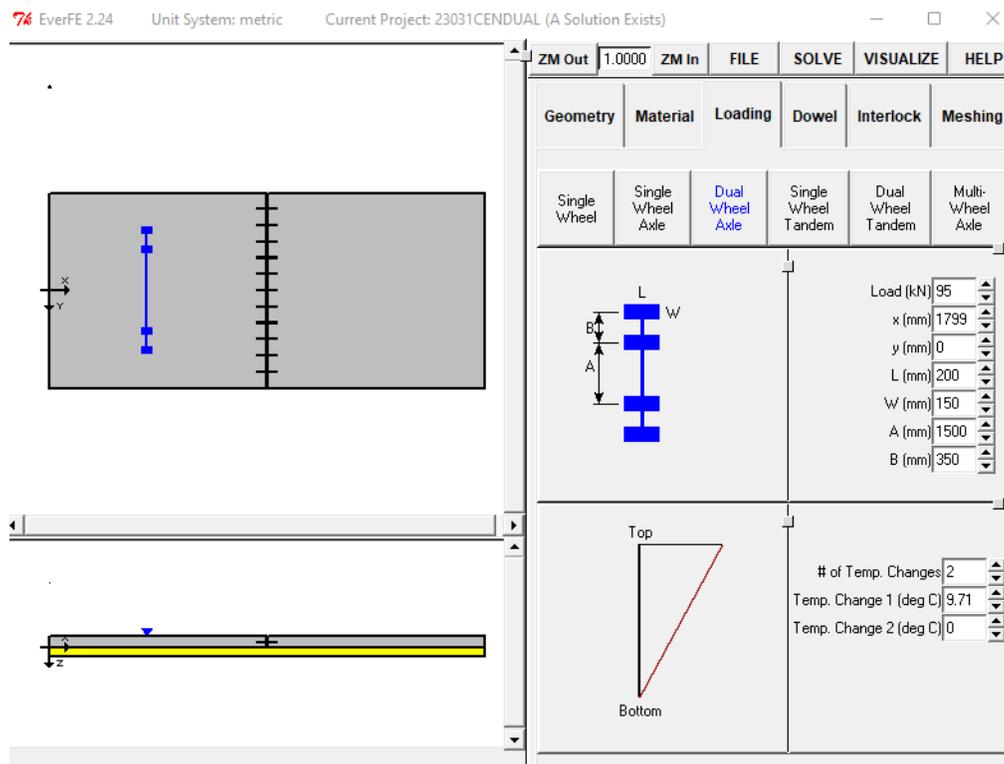


Figura 4.18. Panel de entrada de datos de carga de tráfico, características geométricas de eje de rueda y cargas originadas por gradiente de temperatura actuante en la losa para eje dual en el software EverFe 2.24.

Fuente: Propia.

➤ **PASADORES (DOWEL)**

La ventana DOWEL permite la descripción de las propiedades las dovelas con los siguientes parámetros:

- Módulo de soporte de losa-dovela: Es una rigidez de resorte distribuido, y puede ser considerado como el producto del “módulo de soporte de dovelas” comúnmente utilizado, el valor predeterminado es de 1000 MPa. El diámetro de la dovela considerado es de 28.6 mm cada 30 cm para el espesor de losa de 22 cm.
- Módulo de retención del sistema módulo losa-dovela es también la rigidez de resorte distribuido y controla el grado de deslizamiento horizontal relativo entre las barras y las losas. El valor predeterminado es 0 MPa.

En la tabla 4.6 se muestran diferentes configuraciones de dovela de acuerdo a diferentes espesores de pavimentos rígidos.

CONFIGURACIÓN DE DOVELAS			
ESPESOR DEL PAVIMENTO (cm)	DIAMETRO DE LA BARRA (cm)	LONGITUD (cm)	SEPARACIÓN ENTRE CENTRO (cm)
10	1.27	25	30
11 – 13	1.90	30	30
14 – 15	1.91	35	30
16 – 18	2.22	35	30
19 – 20	2.54	35	30
21 – 23	2.86	40	30
24 – 25	3.18	45	30
26 – 28	3.49	45	30
29 – 30	3.81	50	30

Tabla 4.6. Disposición de dovelas en la estructura de pavimento.

Fuente: PCA.

En la Figura 4.19 se puede observar el ingreso de los datos anteriores en el software EverFe 2.24.

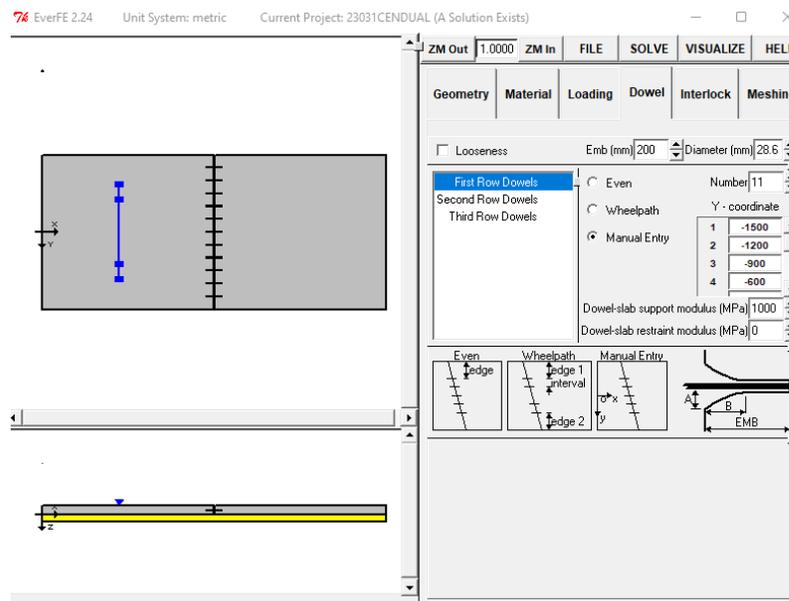


Figura 4.19. Panel de entrada de datos de modelado de dovelas y pasadores en el proceso iterativo para primera iteración en el software EverFe 2.24.

Fuente: Propia.

➤ **INTERLOCK (TRABAZÓN DE AGREGADOS)**

Para definir el comportamiento de la trabazón de agregados en las juntas transversales se presentan dos opciones básicas que son:

- Modelo lineal
- Modelo no lineal

Cualquiera de esas opciones se puede seleccionar con la casilla correspondiente en la parte superior del panel en el software EverFe; el modelo por defecto es el modelo lineal.

Si se escoge el modelo lineal de trabazón de agregados se debe indicar un valor único de rigidez de juntas, parámetro que se aplica para cada junta transversal en el modelo de elementos finitos. Además, se debe especificar una abertura de la junta independiente para cada junta transversal en el modelo.

Para nuestro análisis se ocupará el valor predeterminado para la rigidez en la junta que es de cero y la apertura de juntas se utilizara el valor de 0.5 mm. (Ver Figura 4.20).

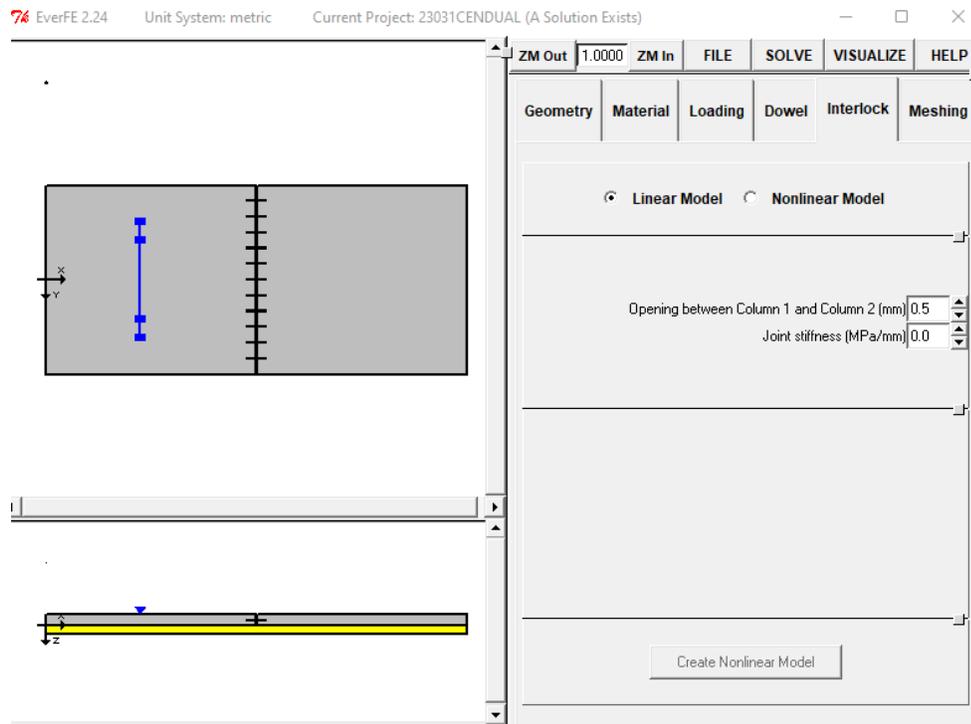


Figura 4.20. Ventana de definición del modelo de Interlock considerado en el análisis de esfuerzos en el software EverFe 2.24.

Fuente: Propia.

➤ MESHING (MALLADO)

EverFe permite especificar de forma independiente el número de divisiones de elementos en cada fila y columna puede ser muy útil cuando se modelan losas que no sean de interés primordial, ya que con menos elementos para estas partes del modelo pueden ahorrar tiempo de cálculo significativo. El mallado estará en función de que tan detallado se requiere el análisis.

También proporciona un estimado de la cantidad de memoria necesaria para una simulación dada, y debe ser menor que la memoria RAM disponible durante toda la simulación y análisis. (Ver Figura 4.21)

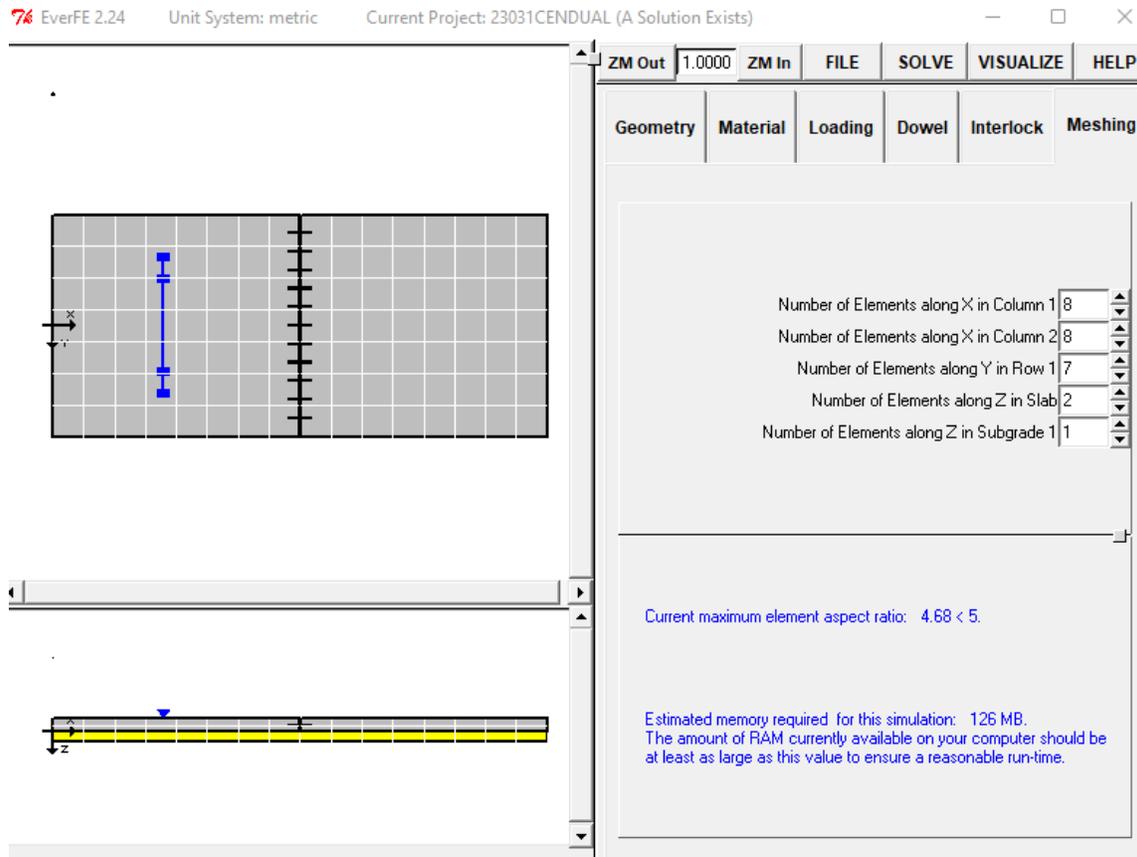


Figura 4.21. Panel de configuración de meshing para el análisis de esfuerzos actuantes en las losas en el software EverFe 2.24.

Fuente: Propia.

Una vez se ha realizado el ingreso total de los datos, se procede a realizar el análisis.

Podemos conocer también los esfuerzos en cada punto coordenado dentro de la losa seleccionando la opción Resultados por puntos. Así se pueden conocer los esfuerzos principales actuantes en la estructura de pavimento.

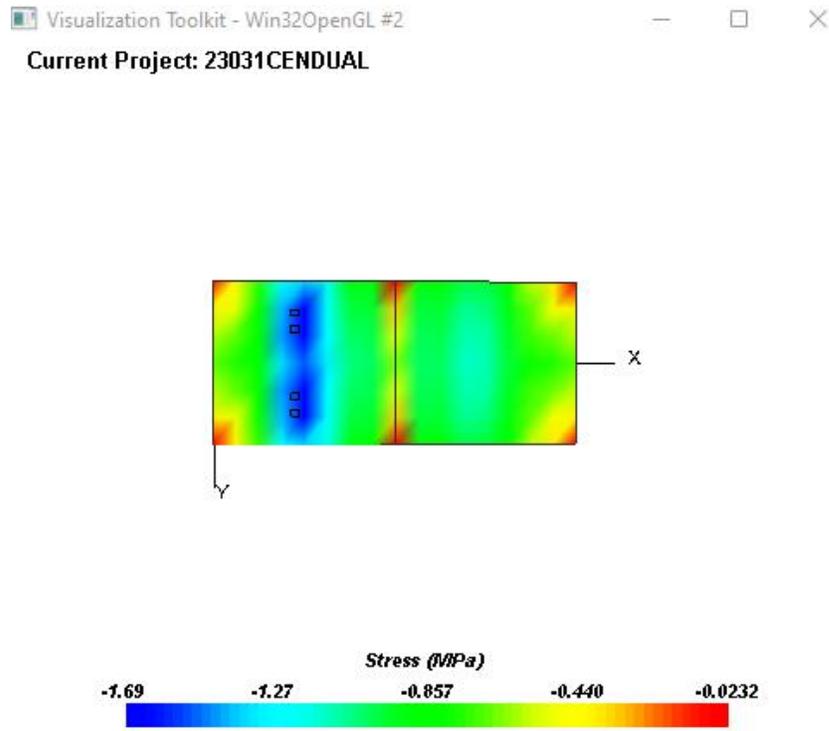


Figura 4.22. Evaluación de esfuerzos en la primera iteración en la losa cargada en centro para el eje dual. Representación cromática. Fuente: Propia.

Se ha tomado como parámetro de evaluación estructural para este análisis los parámetros proporcionados por la PCA donde se permite la evaluación de **esfuerzo máximo en la losa con un factor de seguridad no mayor al 80% del MR**. Para nuestro diseño tomaremos un factor de seguridad del 70% del MR, esto implica que el máximo esfuerzo que debe admitirse en las losas debe ser de 2.38 MPa para el Módulo de Ruptura de 3.4 MPa considerado en este análisis. Para este efecto, se

realizan procesos iterativos a fin de determinar los espesores que permitan el cumplimiento de este parámetro.

En la figura 4.23 se muestra la representación de la forma en la que se presentan los resultados obtenidos para esfuerzos máximos por losa, en donde se puede apreciar en qué posición están los esfuerzos en la losa, considerando que el valor de z es positivo hacia abajo por tanto donde se encuentra el valor de 0.01 es en el fondo de la losa.

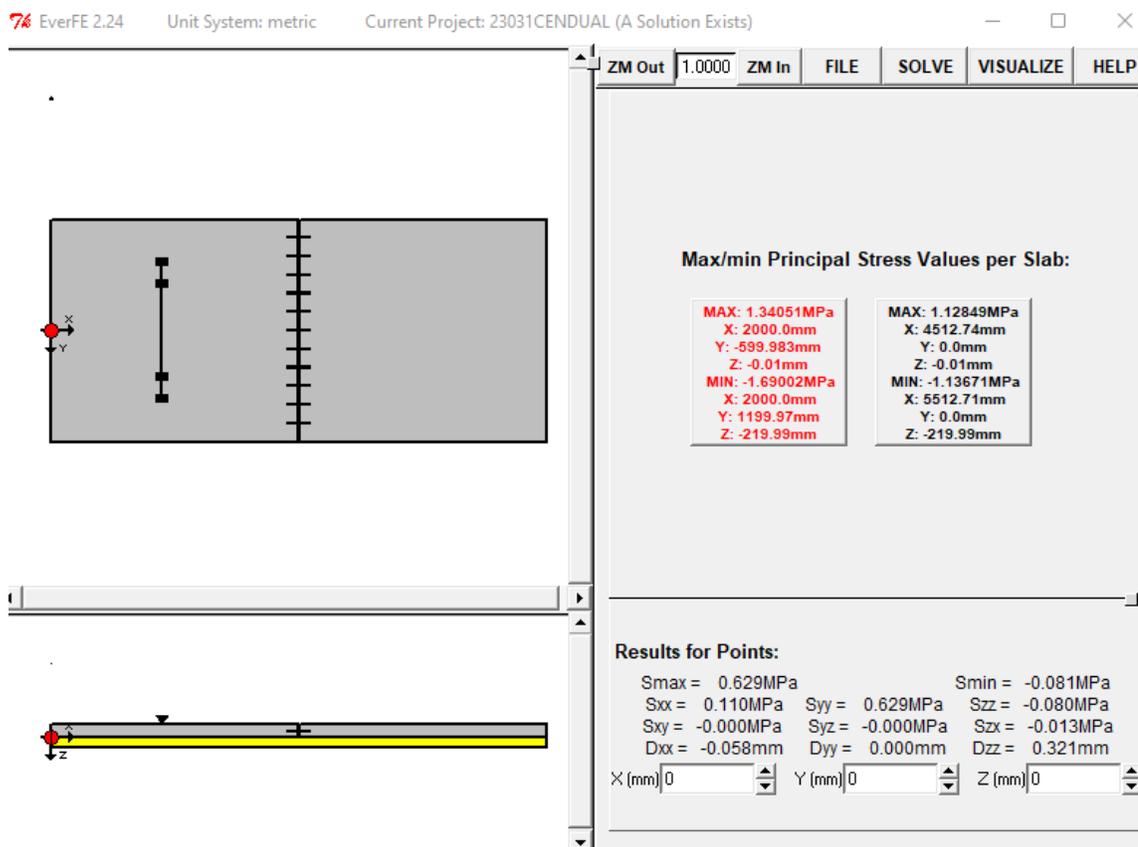


Figura 4.23. Presentación de resultados para esfuerzos obtenidos en la losa para el eje dual centro.

Fuente: Propia.

En la Tabla 4.7 se presenta el resumen de resultados de los esfuerzos que más influyen en la losa para el espesor de 22 cm y 15 cm de base .

ESFUERZOS MAXIMOS DISEÑO 1 ITERACIÓN 1			
EJE SIMPLE			
	BORDE	CENTRO	ESQUINA
Fondo (tensión)	1.37	1.24	1.23
Superficie (compresión)	-1.88	-1.59	-1.64
EJE DUAL			
Fondo (tensión)	1.78	1.34	1.45
Superficie (compresión)	-2.46	-1.69	-1.87
EJE TANDEM			
Fondo (tensión)	1.38	1.28	1.37
Superficie (compresión)	-1.78	-1.58	-1.77
EJE TRIDEM			
Fondo (tensión)	1.33	1.29	1.32
Superficie (compresión)	-1.61	-1.45	-1.53

Tabla 4.7. Resumen de esfuerzos evaluados en la primera iteración

La deflexión máxima se da justamente en el máximo mayor de esfuerzo en la condición de carga en eje dual en el borde ver Tabla 4.8.

DEFORMACION MAXIMA	
EJE DUAL	BORDE
Fondo (tensión)	0.677 mm
Superficie (compresión)	0.672 mm

Tabla 4.8. Deformación máxima de la primera iteración.

❖ ANÁLISIS DE DETERIOROS.

Como se mencionó anteriormente el tercer control que se le debe realizar al pavimento por medio de la alternativa propuesta es la evaluación de los deterioros que va a sufrir el pavimento a lo largo de un determinado tiempo, dichos daños son:

- Despostillamiento
- Fisuras
- IRI

El cumplimiento de este requerimiento se realizará por medio del programa Hiper Pave, el cual es un software de uso libre, con el que se puede verificar diferentes tipos de daños y compararlos con valores límites a soportar antes que el pavimento falle o este bajo condiciones de daños que deban ser reparadas.

A continuación, en la Tabla 4.9. se presentan los datos generales de entrada utilizados para realizar el análisis de daño.

DATOS GENERALES DE ENTRADA PARA EL DISEÑO 1	
Parámetro	Dato
Análisis a Edad Temprana	
Confiabilidad	60 %
Espesor de Losa	22 cm
Espesor de Base	15 cm
Ancho	3.60 m.
Espacio entre juntas transversales	4.00 m.
Tipo de cemento	Tipo III
Tipo de agregado	Basalto
Cantidad de cenizavolante	< que el 7%
Módulo de ruptura	3.4 MPa (494 psi)
Temperatura inicial	7.5 °C
Temperatura inicial entre capa superior e inferior	9.71 °C
Método de curado	Rociado de curador liquido
Edad de aplicación de curado	1 hora
Esfuerzo de apertura al tráfico (80% del Mr)	2.72 MPa
Tipo de esfuerzo	Flexión al tercio medio

Temperatura	Temperatura ambiente promedio registradas durante 3 días.
Análisis a un determinado tiempo	
Período de diseño	20 años
IRI inicial	2.5
Escalonamiento	3 mm
Fisuras transversales	5 %
Fisuras longitudinales	5 %
Máximo IRI permisible	5.5
Serviciabilidad	2.0
Esal's de Diseño	87,476

Tabla 4.9. Datos de entrada para el análisis de deterioros de la primera iteración.

Fuente: Propia.

Se ingresan los datos generales al programa como el nombre, identificación, etc.

The screenshot shows a software window titled "TRABAJO DE GRADUACION LL1.hp3 * - HIPERPAV III". The interface includes a menu bar (File, Edit, View, Strategy, Comparison, Tools, Help) and a toolbar with icons for file operations and navigation. A "Project Information" panel is active, displaying the following fields:

- Project Name: TRABAJO DE GRADUACION
- Project ID: Project 1
- Section Name: LOSAS LARGAS
- Begin Station: 1000+00
- End Station: 1400+00
- Comments: (empty text area)

The left sidebar shows a tree view with "Project Information" selected, along with "Geography" and "Monthly Weather Data".

Figura 4.24. Datos generales. Fuente: Propia.

Luego se ingresaron los datos de precipitación como un promedio mensual, en este caso para San Salvador estos datos son tomados de la Tabla 3.11 (Ver Figura 4.25).

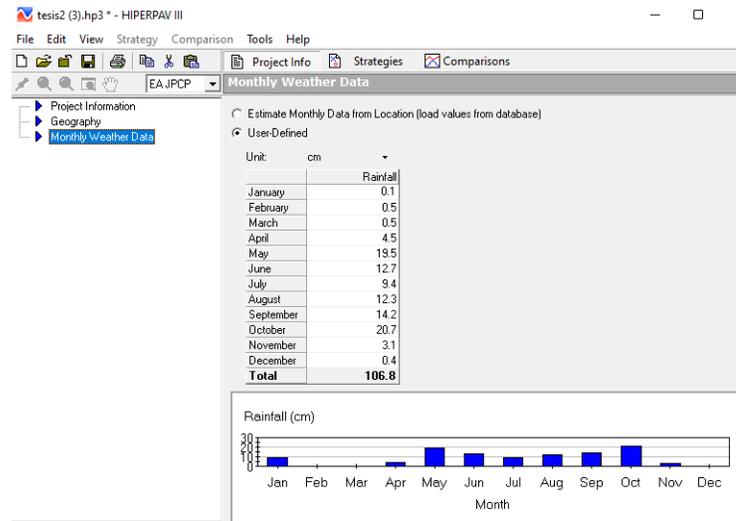


Figura 4.25. Datos de precipitación. Fuente: Propia.

Se realiza un análisis a edad temprana donde se colocan los datos del diseño del pavimento, datos como el espesor de la losa y de la capa sub base, así como también el dimensionamiento de las losas, dichos datos fueron tomados del pre diseño 1 que se realizó. Luego se colocan los datos para realizar la mezcla de concreto a usar, así como los datos de las juntas y de las dovelas.

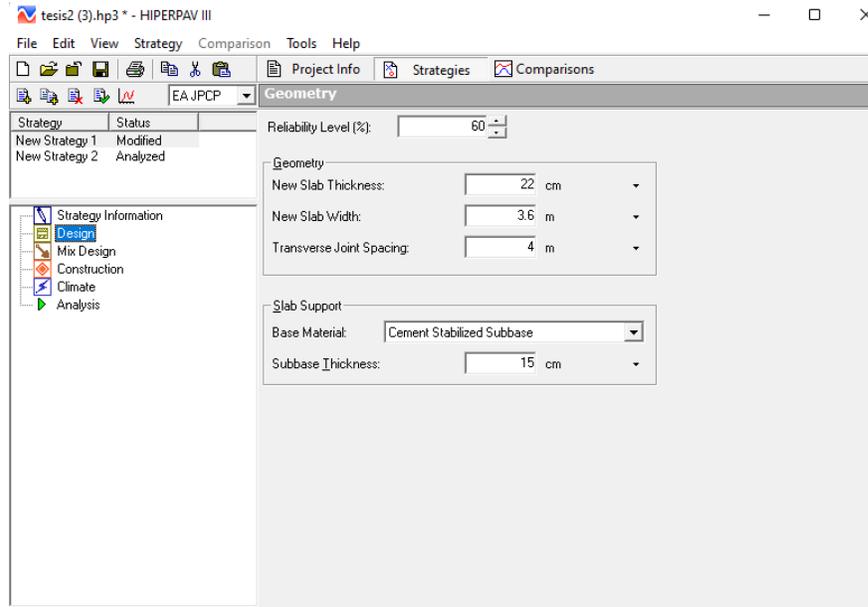


Figura 4.26. Datos de diseño. Fuente: Propia.

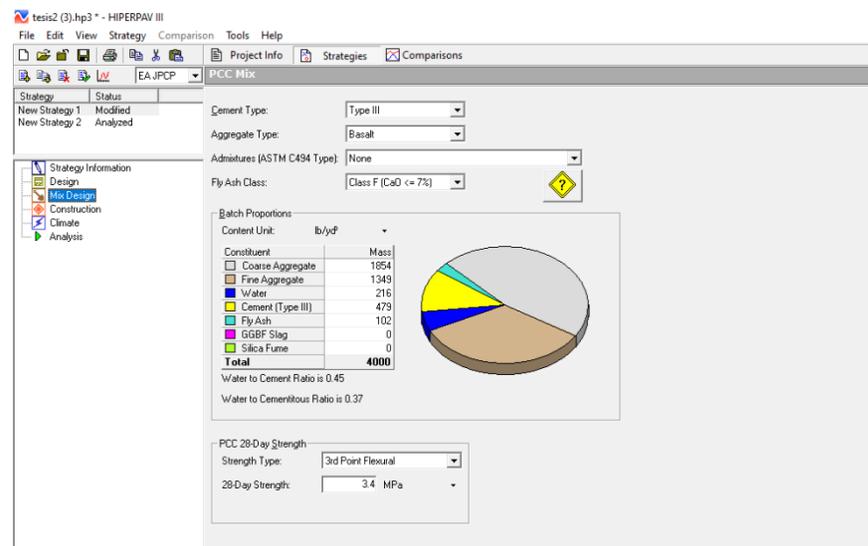


Figura 4.27. Diseño de mezcla. Fuente: Propia.

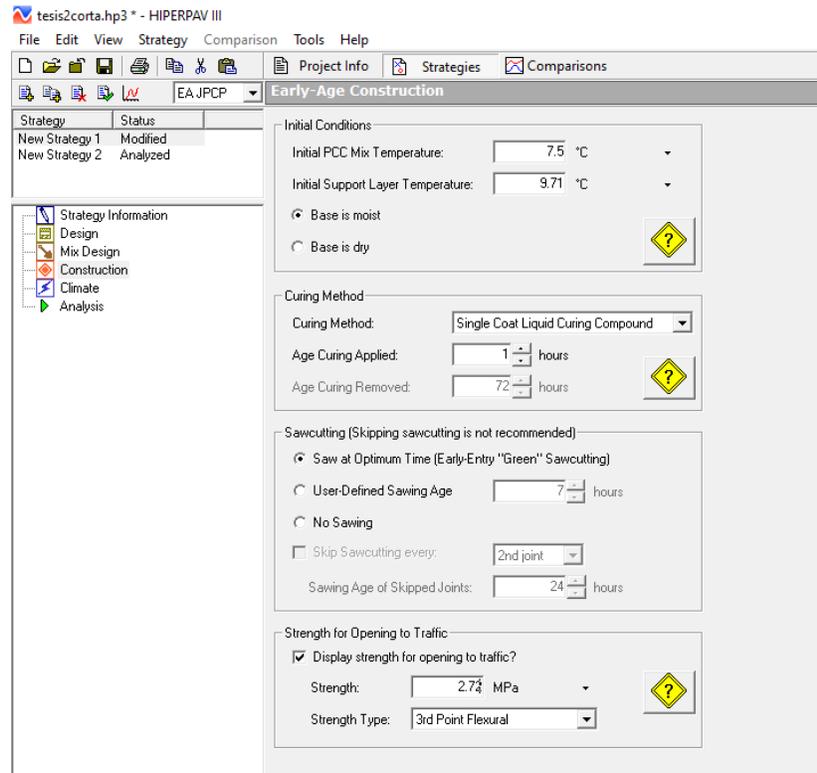


Figura 4.28. Diseño constructivo. Fuente: Propia.

*Para evaluar las condiciones de temperatura ambiente a edad temprana en el pavimento se tomó un promedio de 6 meses según datos investigados y basados en el día de inicio de la construcción ver Figura 4.29.

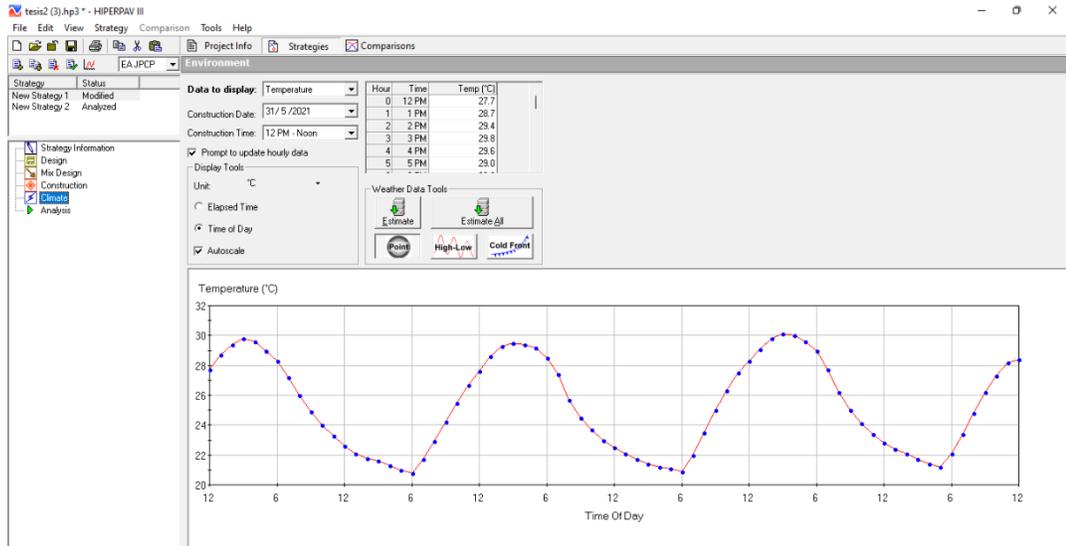


Figura 4.29. Condiciones climáticas. Fuente: Propia.

Se hace un análisis para revisar el desempeño del pavimento a edad temprana, Ver Figura 4.30.

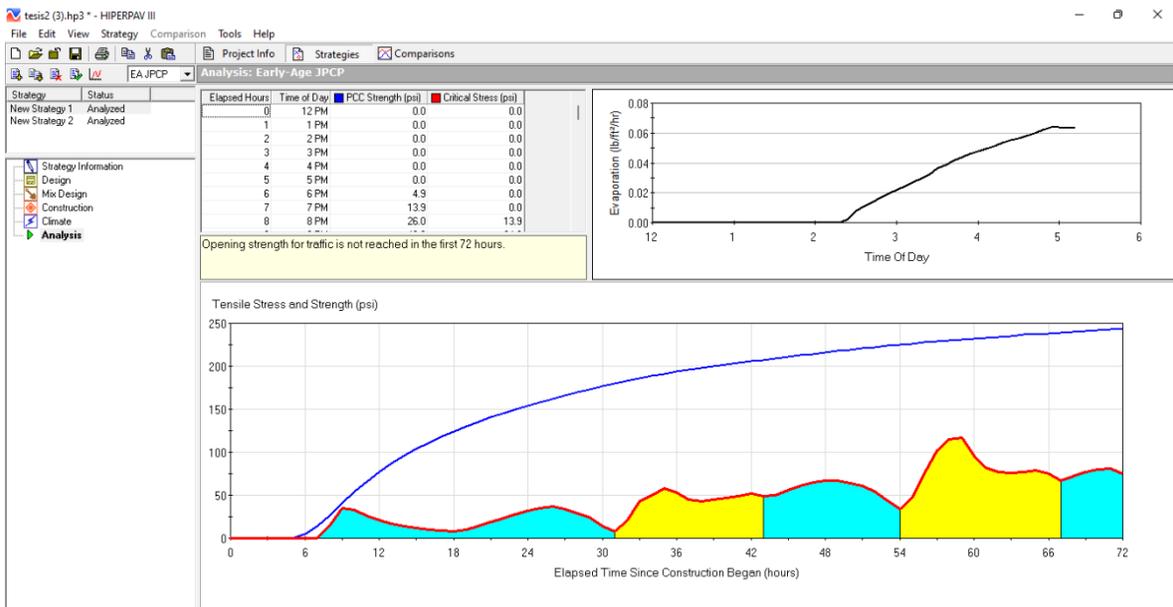


Figura 4.30. Análisis a edad temprana. (72 horas). Fuente: Propia.

A continuación, se continua con el análisis para un determinado tiempo después de construido el pavimento. Para lo que se hace una proyección del comportamiento del pavimento en el periodo de diseño que en nuestro caso es de 20 años y se colocan los parámetros de desempeño del diseño como se muestran a continuación. Los valores aceptables que utilizamos para el máximo de grietas transversales y grietas longitudinales son de 5%, el IRI máximo es del 5.5 m/km y el serviciabilidad mínima de 2.5 PSI, todos estos datos los tomamos del trabajo de graduación elaborado por el Ing. Pablo Emilio Sánchez Campos “VERIFICACION DE LA CONFIABILIDAD DE LOS MODELOS DE DETERIORO PARA PAVIMENTOS RÍGIDOS EN EL SALVADOR”, Universidad de El Salvador 2014.

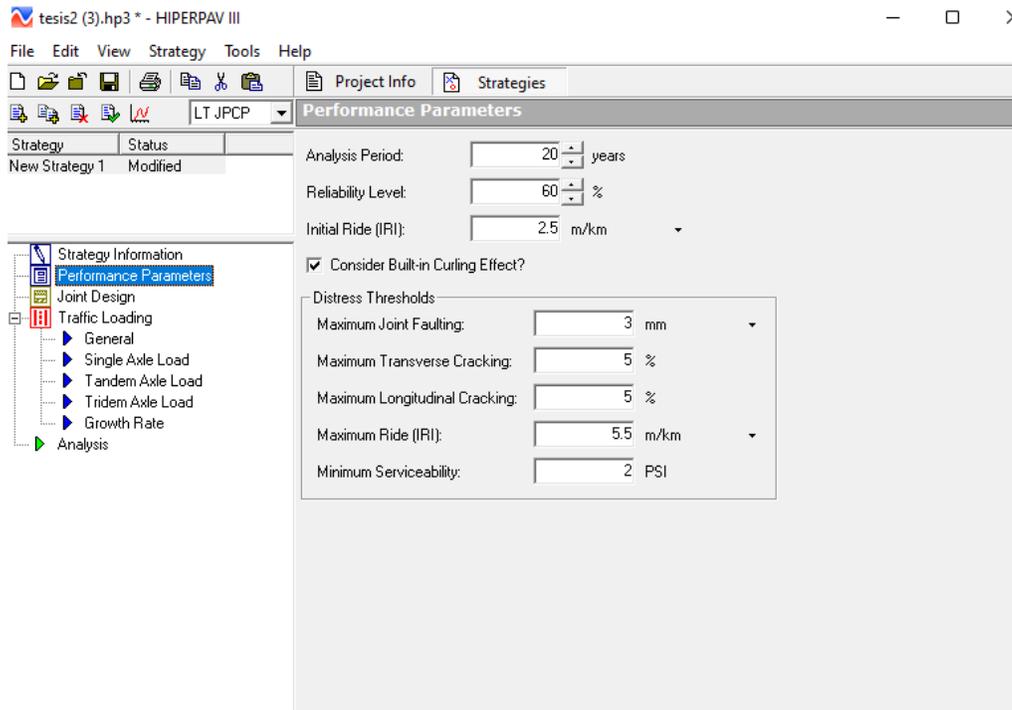


Figura 4.31. Parámetros de desempeño.

También es necesario colocar el diseño de dovelas a utilizar en el pavimento, para lo cual nos hemos basado en la tabla 4.6 “Disposición de dovelas en la estructura de pavimentos. Fuente ACPA”

Y se introducen los valores al programa (Ver Figura 4.32).

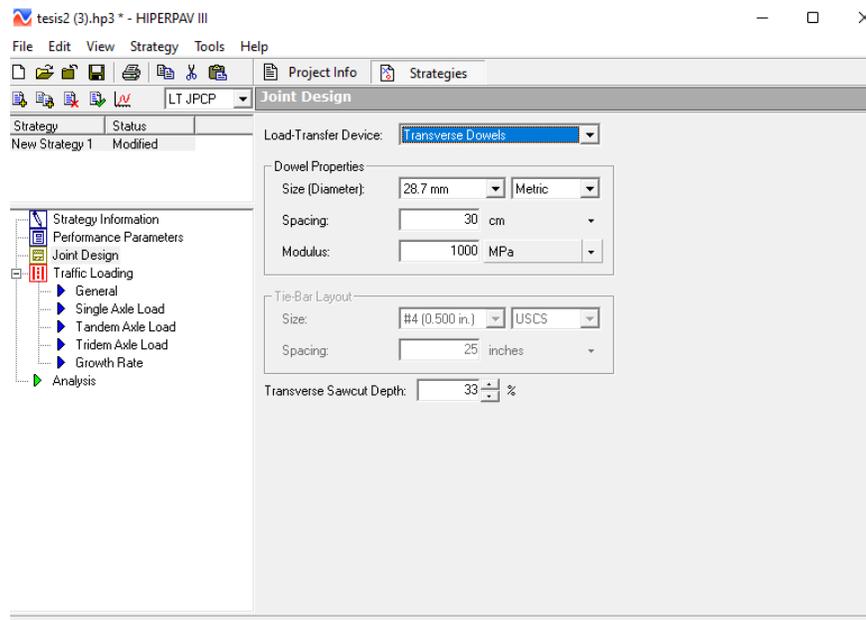


Figura 4.32. Diseño de dovelas y barras de amarre. Fuente: Propia.

Se utilizaron los Esal's de diseño para el año base (Ver Figura 4.33).

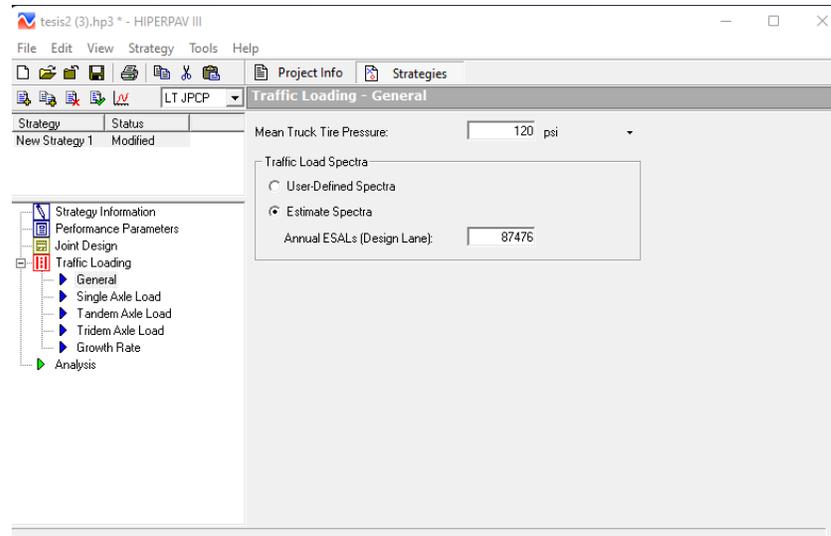


Figura 4.33. Esal's de diseño anuales. Fuente: Propia.

Y el programa da un estimado de espectros de carga para ejes simples, tándem y trídem (Ver Figura 4.34, 4.35 y 4.36).

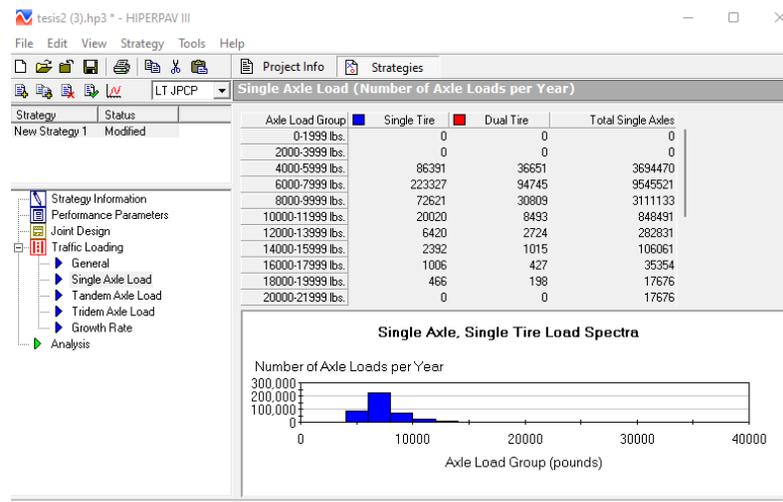


Figura 4.34. Espectros de carga del eje simple. Fuente: Propia.

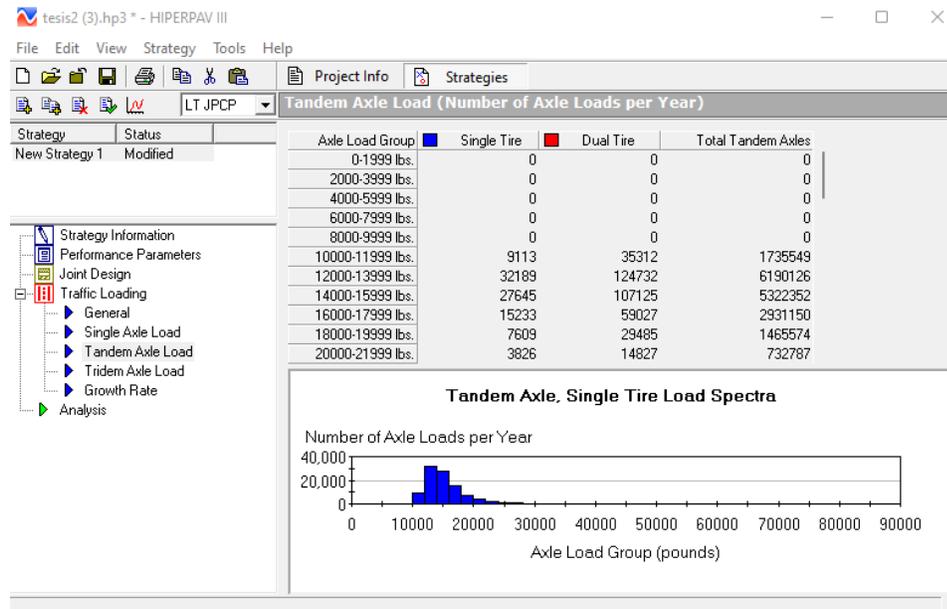


Figura 4.35. Espectros de carga del eje tándem. Fuente: Propia.

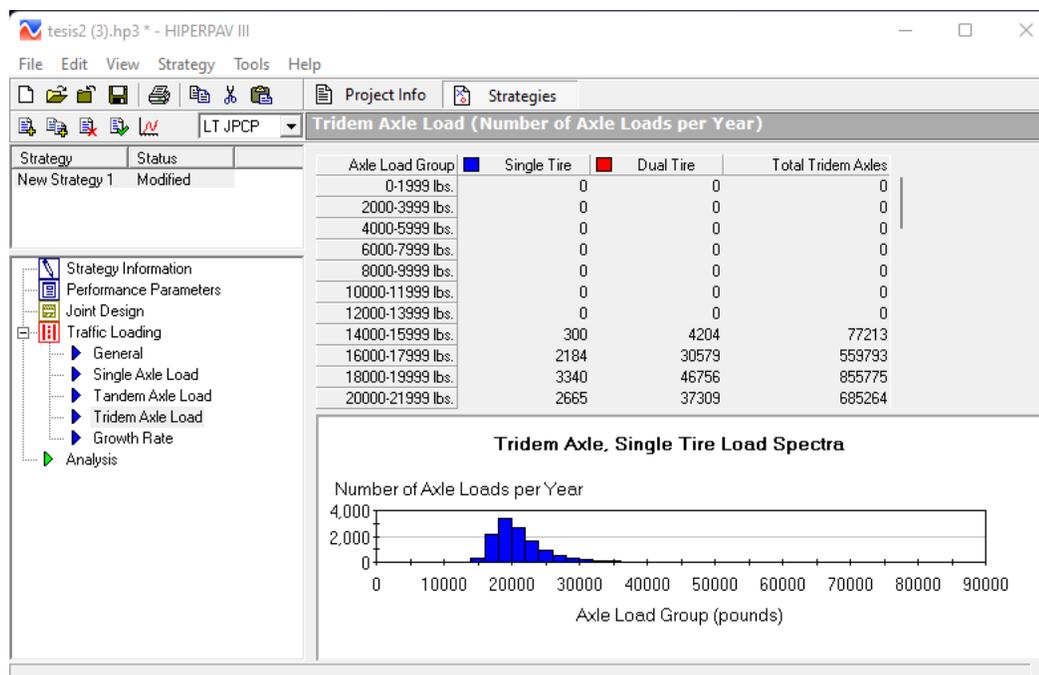


Figura 4.36. Espectros de carga del eje trídem. Fuente: Propia.

La tasa de crecimiento anual se puede apreciar en la gráfica de la Figura 4.37.

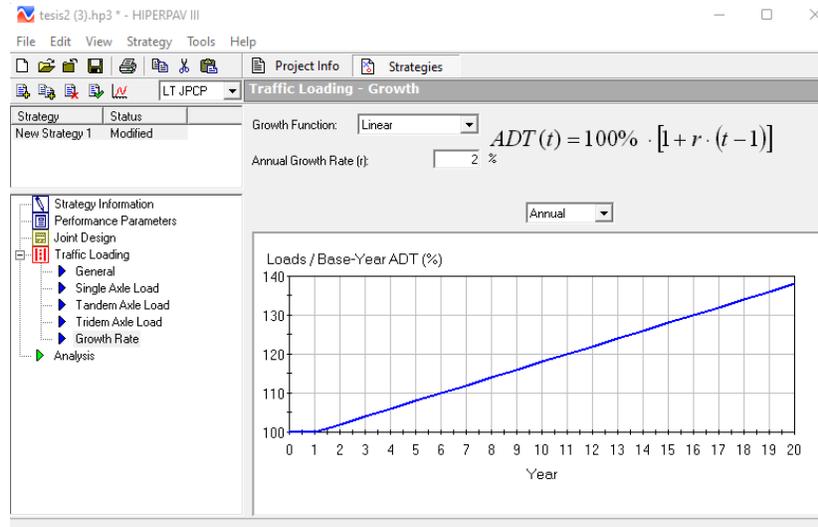


Figura 4.37. Tasa de crecimiento anual de 2%. Fuente: Propia.

- ❖ **Análisis de escalonamiento** en juntas del pavimento, donde claramente se puede observar que en el pavimento llega a casi 2 mm de escalonamiento al final de su período de diseño, sin llegar al máximo permisible de 3 mm (Ver Figura 4.38).

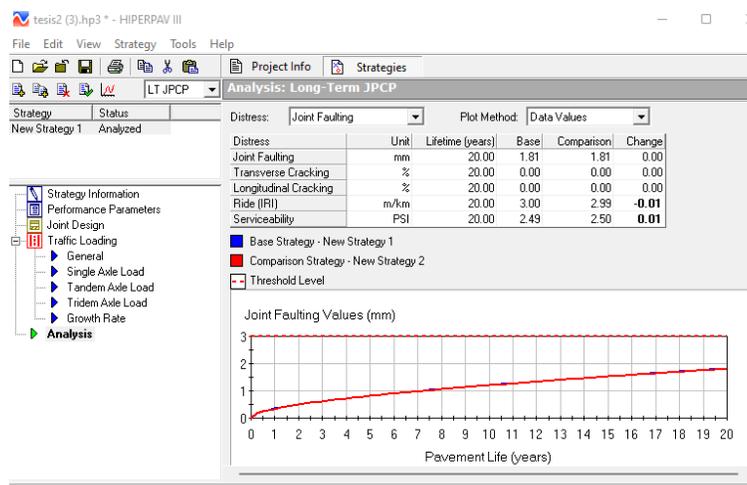


Figura 4.38. Análisis de deterioro: Escalonamiento. Fuente: Propia.

- ❖ **Análisis de agrietamiento transversal** donde el pavimento no se agrietará a lo largo del periodo de diseño (Ver Figura 4.39).

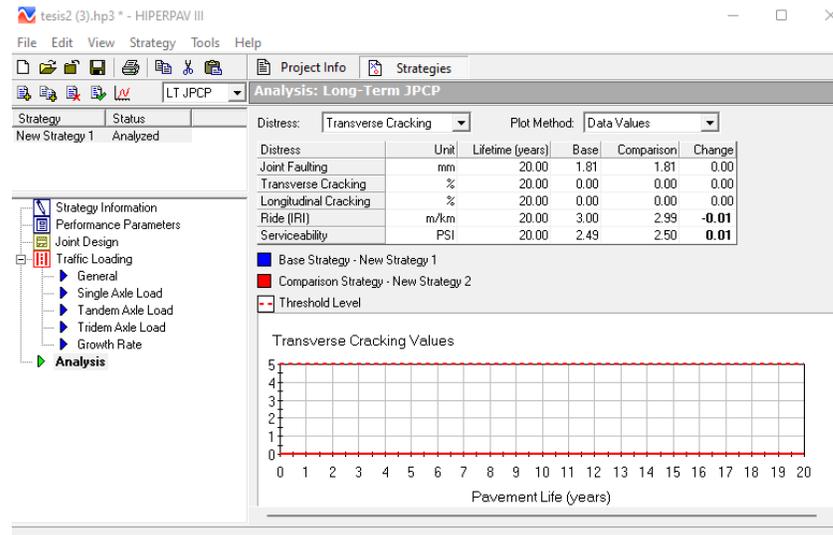


Figura 4.39. Análisis de deterioro: Agrietamiento transversal. Fuente: Propia.

- ❖ **Análisis de agrietamiento longitudinal**, el pavimento no se agrietará (Ver Figura 4.40).

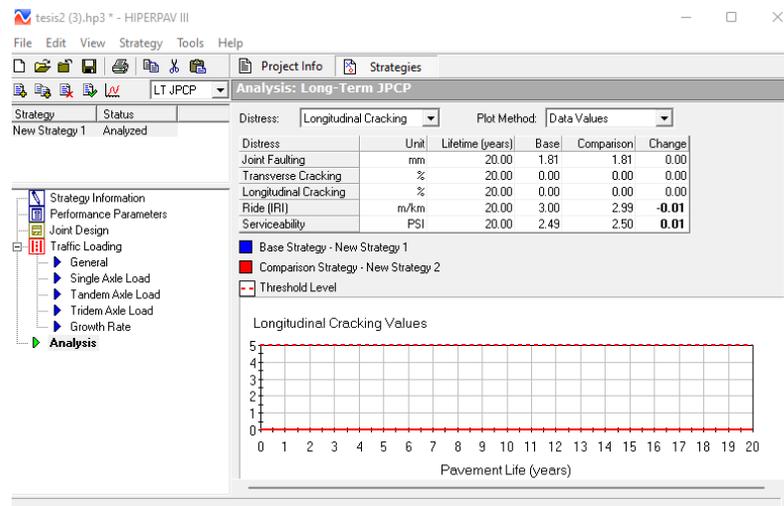


Figura 4.40. Análisis de deterioro: Agrietamiento longitudinal. Fuente: Propia.

- ❖ **Análisis del IRI** es aceptable ya que no sobrepasa el límite (Ver Figura 4.41).

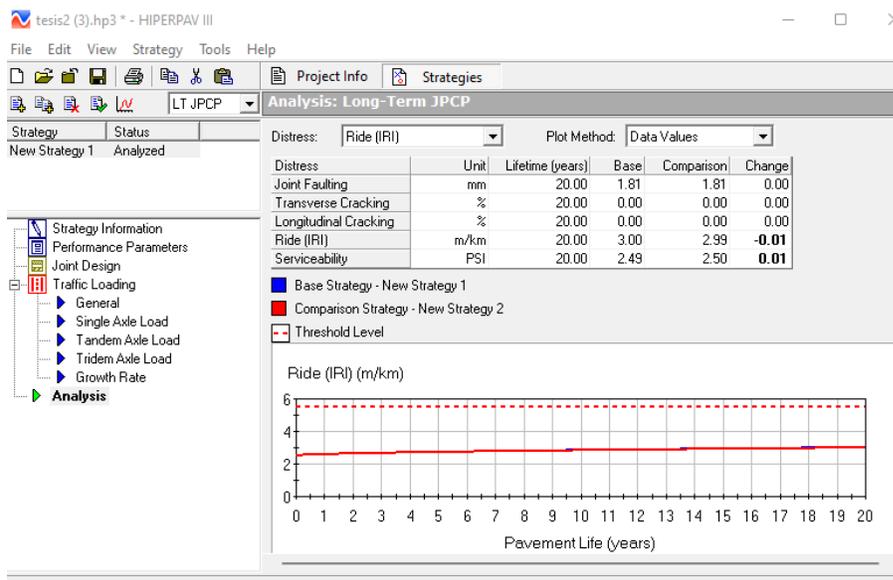


Figura 4.41. Análisis de deterioros IRI. Fuente: Propia.

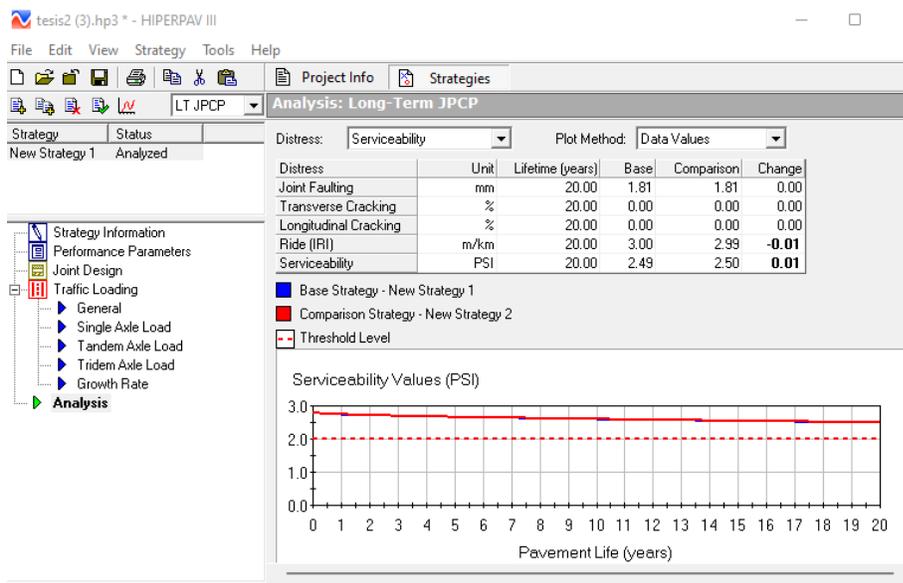


Figura 4.42. Análisis de deterioros Serviciabilidad. Fuente: Propia.

➤ **CONCLUSIÓN.**

El diseño inicial realizado a través de WinPas12 ofreció un espesor de losa de 22 cm y una subbase estabilizada con cemento de 15 cm. Al realizar el análisis de esfuerzos para las condiciones de carga anteriormente mencionadas se encontraron esfuerzos máximos a compresión del 73 % del Módulo de Ruptura y 52% del Módulo de Ruptura el esfuerzo máximo a tensión.

Por otro lado, el análisis de deterioros para el período de diseño del pavimento otorgó resultados positivos del pavimento donde todos los valores están dentro del rango permitido.

Sin embargo, dado que para el diseño con 22 cm de espesor de losa propuesto el análisis de deterioros no satisface las expectativas se prevé efectuar un proceso comparativo con un espesor mayor, a fin de verificar estos resultados se toma un factor de seguridad del 70% del Módulo de ruptura y se comienza el proceso iterativo evaluando distintos espesores de losa hasta encontrar un espesor cuyos esfuerzos sean iguales o menores al factor de seguridad requerido.

4.3.1.2 Iteración 2.

Para hacer una mejor verificación de la estructura del pavimento, se realiza una nueva prueba, con los mismos datos del diseño 1 (Ver Tabla 4.3), pero variando el espesor de losa, esta nueva propuesta tiene 25 cm de espesor.

❖ ANÁLISIS DE ESFUERZOS.

En la Tabla 4.10 se presenta el resumen de resultados de los esfuerzos que más influyen en la losa para el espesor de 25 cm y 15 cm de base .

ESFUERZOS MAXIMOS DISEÑO 1 ITERACIÓN 2			
EJE SIMPLE			
	BORDE	CENTRO	ESQUINA
Fondo (tensión)	1.24	1.14	1.24
Superficie (compresión)	-1.64	-1.42	-1.66
EJE DUAL			
Fondo (tensión)	1.62	1.24	1.35
Superficie (compresión)	-2.18	-1.51	-1.67
EJE TANDEM			
Fondo (tensión)	1.30	1.20	1.29
Superficie (compresión)	-1.62	-1.43	-1.61
EJE TRIDEM			
Fondo (tensión)	1.26	1.21	1.25
Superficie (compresión)	-1.44	-1.30	-1.37

Tabla 4.10. Resumen de esfuerzos evaluados en la segunda iteración.

La deflexión máxima se da justamente en el máximo mayor de esfuerzo en la condición de carga en eje dual en el borde ver Tabla 4.11.

DEFORMACION MAXIMA	
EJE DUAL	BORDE
Superficie (compresión)	0.677 mm
Fondo (tensión)	0.677 mm

Tabla 4.11. Deformación máxima de la segunda iteración.

❖ ANÁLISIS DE DETERIOROS.

Se hace el análisis de deterioros para los datos de la iteración 2 manteniendo todos los valores de la Tabla 4.9, solo cambia el valor del espesor de la losa de 25 cm, LA Temperatura inicial 8 °C y la temperatura inicial entre capa superior e inferior 9.95 °C.

En la Figura 4.43 se puede observar el análisis a edad temprana de la segunda iteración.

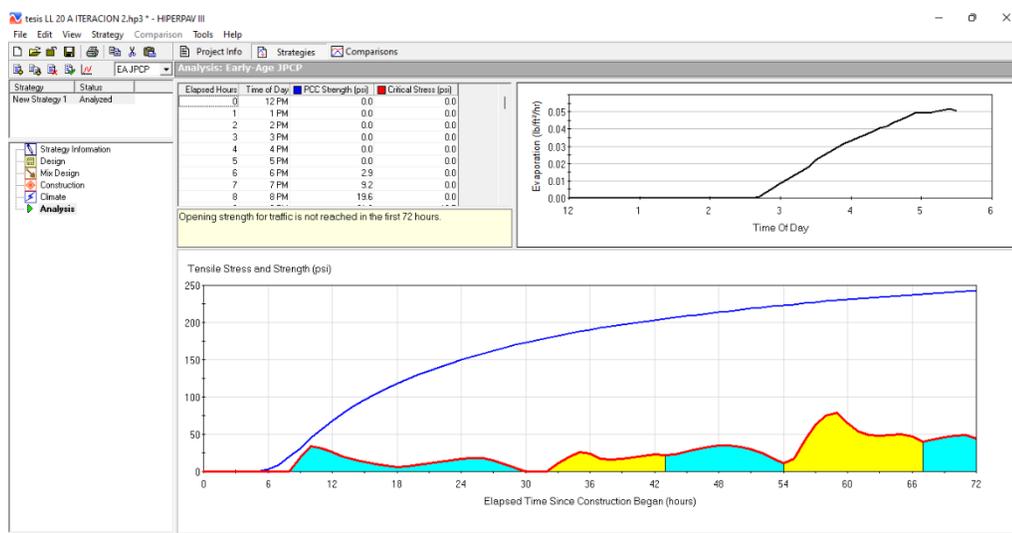


Figura 4.43. Análisis de deterioros a edad temprana para la segunda iteración del diseño 1.
Fuente: Propia.

- ❖ **Análisis de escalonamiento** en juntas del pavimento, donde claramente se puede observar que en el pavimento llega a 1.5 mm de escalonamiento al final de su período de diseño, sin llegar al máximo permisible de 3 mm (Ver Figura 4.44).

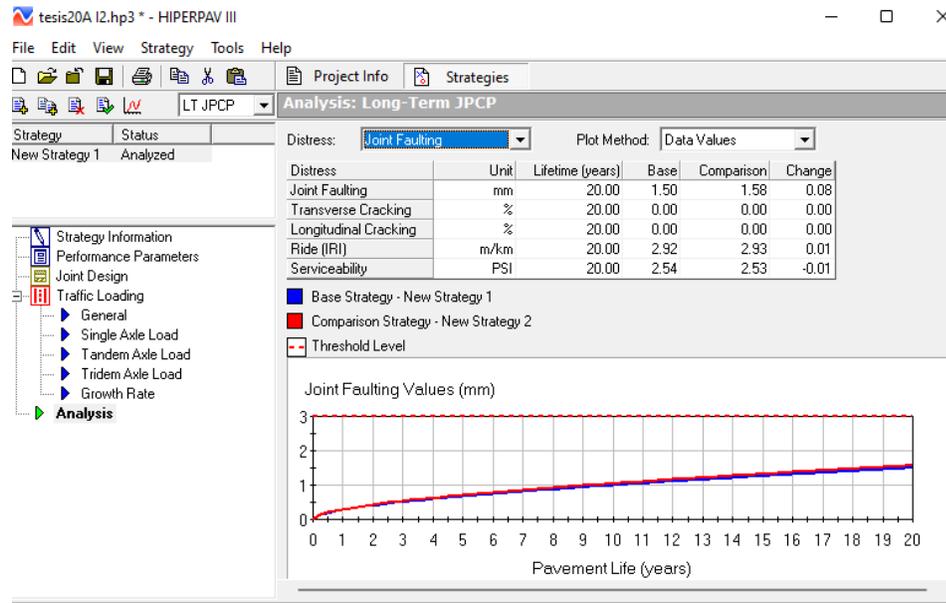


Figura 4.44. Análisis de deterioro: Escalonamiento. Fuente: Propia.

- ❖ **Análisis de agrietamiento transversal** donde el pavimento no se agrietará a lo largo del periodo de diseño (Ver Figura 4.45).

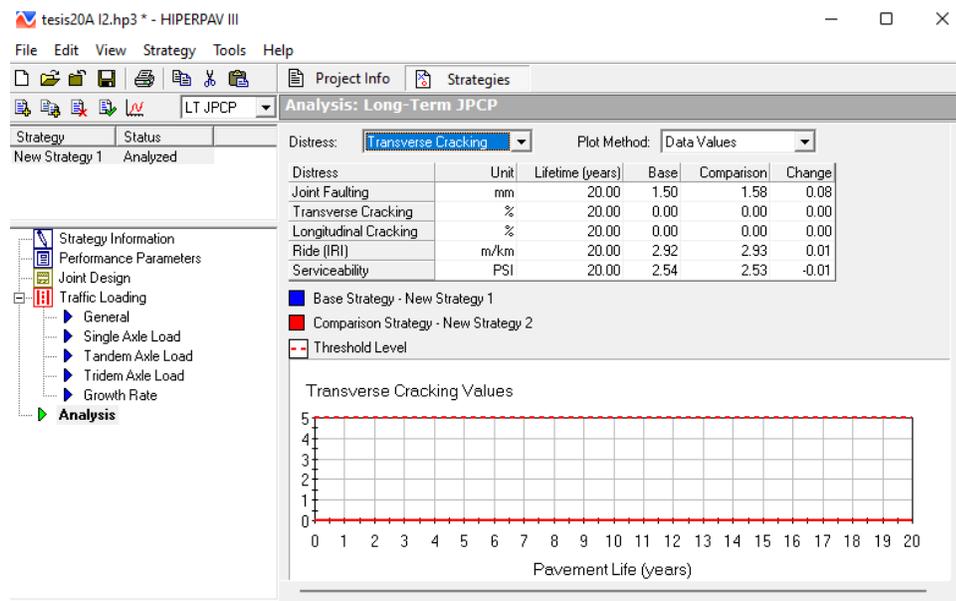


Figura 4.45. Análisis de deterioro: Agrietamiento transversal. Fuente: Propia.

- ❖ **Análisis de agrietamiento longitudinal**, el pavimento no se agrietará (Ver Figura 4.46).

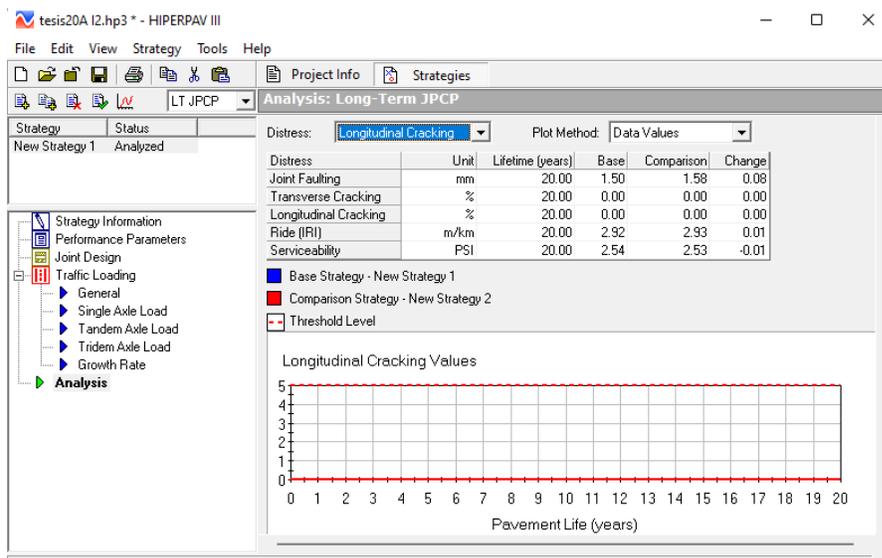


Figura 4.46. Análisis de deterioro: Agrietamiento longitudinal. Fuente: Propia.

- ❖ **Análisis del IRI** es aceptable ya que no sobrepasa el límite (Ver Figura 4.47).

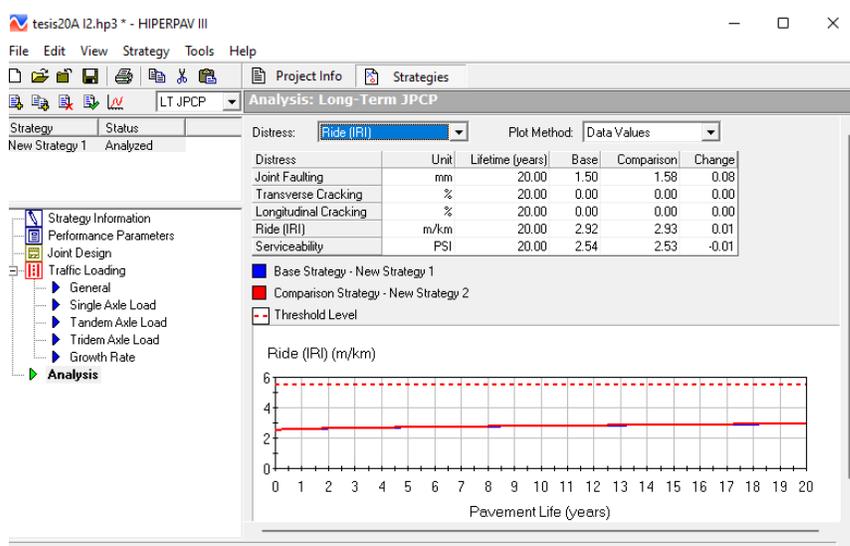


Figura 4.47. Análisis de deterioro: IRI. Fuente: Propia.

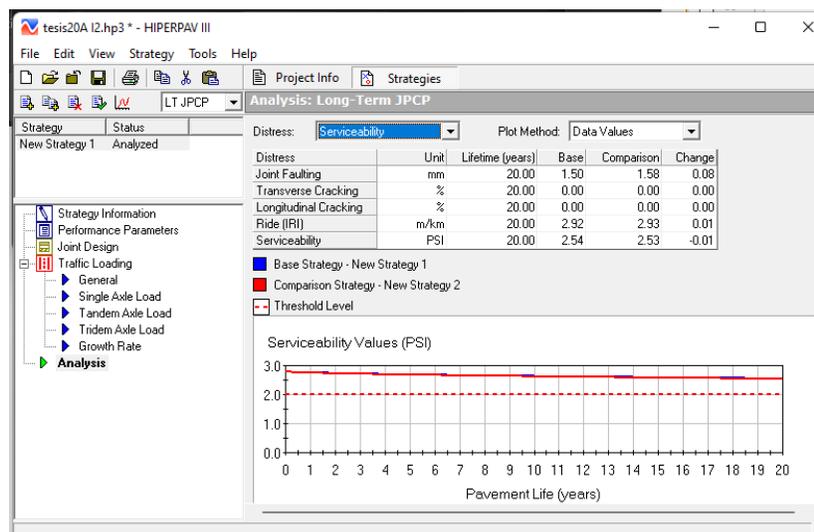


Figura 4.48. Análisis de deterioro: Servicialidad. Fuente: Propia.

➤ CONCLUSIÓN.

Al realizar el análisis de esfuerzos para la segunda iteración para las condiciones de carga del diseño 1 anteriormente mencionadas se encontraron esfuerzos máximos a tensión del 48 % del Módulo de Ruptura y 65% del Módulo de Ruptura el esfuerzo máximo a compresión.

Por otro lado, el análisis de deterioros para el período de diseño del pavimento otorgo resultados positivos del pavimento donde todos los valores están dentro del rango permitido.

Por lo tanto, dado que para el diseño con 25 cm de espesor de losa propuesto el análisis de deterioros y el análisis de esfuerzos efectuado cumplen con los parámetros para otorgar una estructura viable durante todo el período de tiempo, el diseño se da por aceptado.

4.3.1.3 Iteración 3.

En la Tabla 4.12 se presenta el resumen de resultados de los esfuerzos que más influyen en la losa para el espesor de 19 cm y 15 cm de base para esta condición se eliminan las dovelas del diseño.

ESFUERZOS MAXIMOS DISEÑO 1 ITERACIÓN 3			
EJE SIMPLE			
	BORDE	CENTRO	ESQUINA
Fondo (tensión)	1.33	1.27	1.32
Superficie (compresión)	-1.81	-1.63	-1.79
EJE DUAL			
Fondo (tensión)	1.93	1.86	1.93
Superficie (compresión)	-2.68	-2.55	-2.68
EJE TANDEM			
Fondo (tensión)	1.63	1.75	1.81
Superficie (compresión)	-2.27	-2.34	-2.49
EJE TRIDEM			
Fondo (tensión)	1.66	1.64	1.35
Superficie (compresión)	-1.99	-1.93	-1.72

Tabla 4.12. Resumen de esfuerzos evaluados en la tercera iteración.

La deflexión máxima se da justamente en el máximo mayor de esfuerzo en la condición de carga en eje dual en la condición del borde ver Tabla 4.13.

DEFORMACION MAXIMA	
EJE DUAL	BORDE
Superficie (compresión)	0.383 mm
Fondo (tensión)	0.372 mm

Tabla 4.13. Deformación máxima de la tercera iteración.

❖ ANÁLISIS DE DETERIOROS.

Se hace el análisis de deterioros para los datos de la iteración 3 manteniendo todos los valores de la Tabla 4.9, solo cambia el valor del espesor de la losa de 19 cm y no contiene dovelas.

En la Figura 4.49 se puede observar el análisis a edad temprana de la tercera iteración.

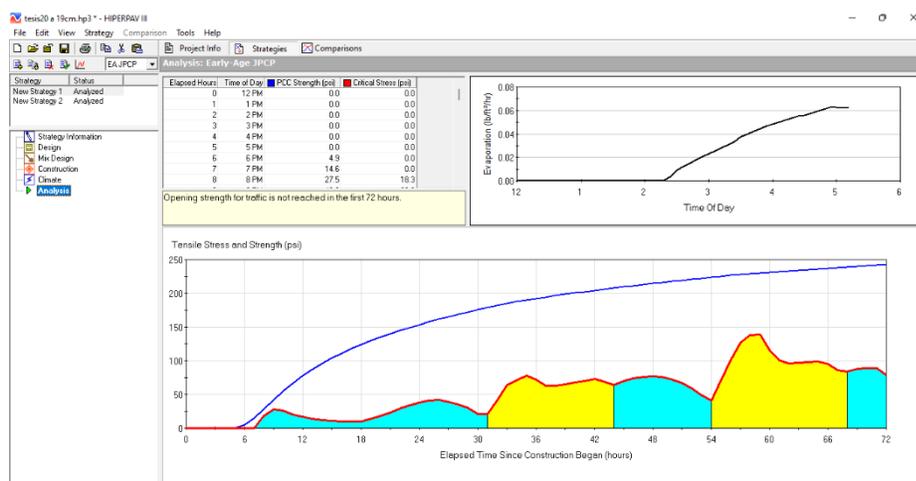


Figura 4.49. Análisis de deterioros a edad temprana para la tercera iteración del diseño 1.
Fuente: Propia.

- ❖ **Análisis de escalonamiento** en juntas del pavimento, donde claramente se puede observar que en el pavimento llega a 2 mm de escalonamiento al final de su período de diseño, sin llegar al máximo permisible de 3 mm (Ver Figura 4.50).

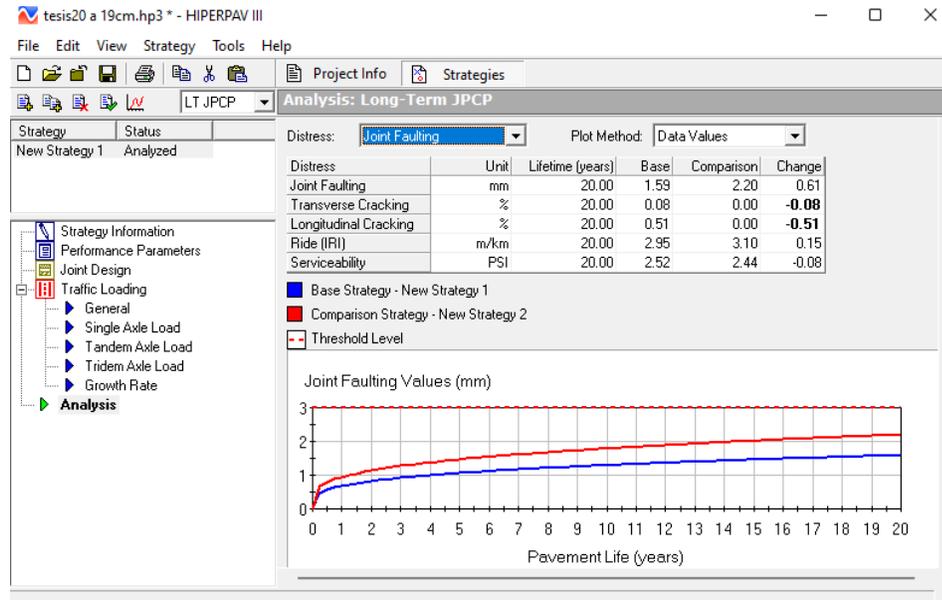


Figura 4.50. Análisis de deterioro: Escalonamiento. Fuente: Propia.

- ❖ **Análisis de agrietamiento transversal** donde el pavimento no se agrietará a lo largo del periodo de diseño (Ver Figura 4.51).

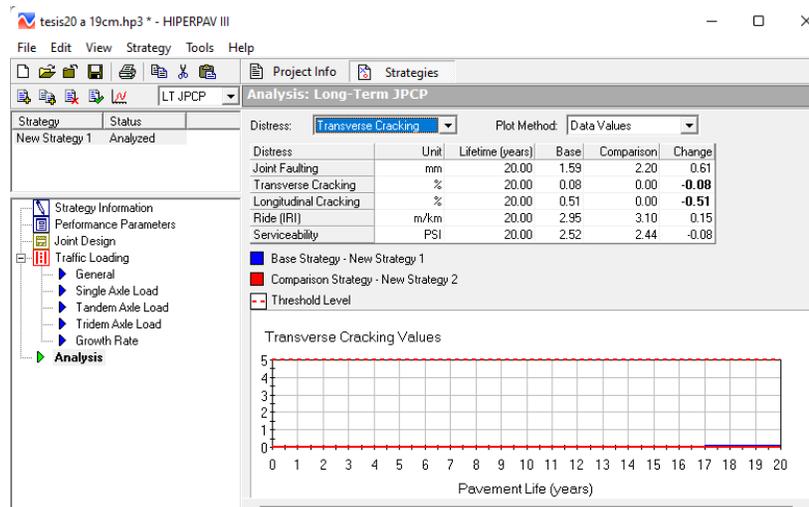


Figura 4.51. Análisis de deterioro: Agrietamiento transversal. Fuente: Propia.

- ❖ **Análisis de agrietamiento longitudinal**, el pavimento no se agrietará (Ver Figura 4.52).

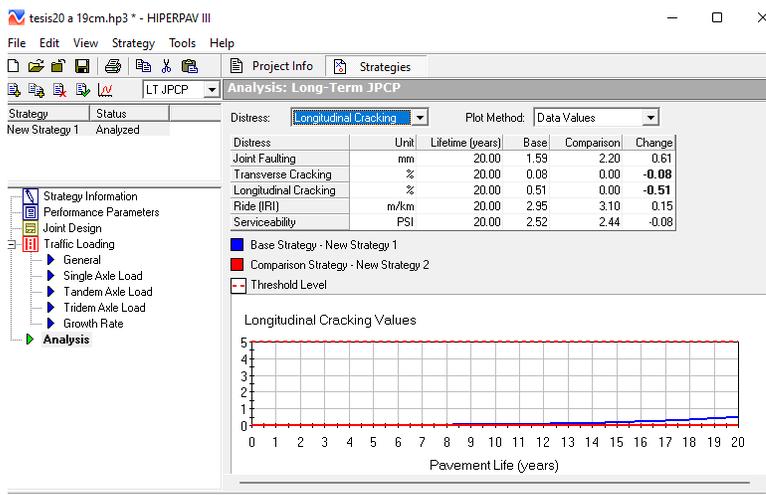


Figura 4.52. Análisis de deterioro: Agrietamiento longitudinal. Fuente: Propia.

- ❖ **Análisis del IRI** es aceptable ya que no sobrepasa el límite (Ver Figura 4.53).

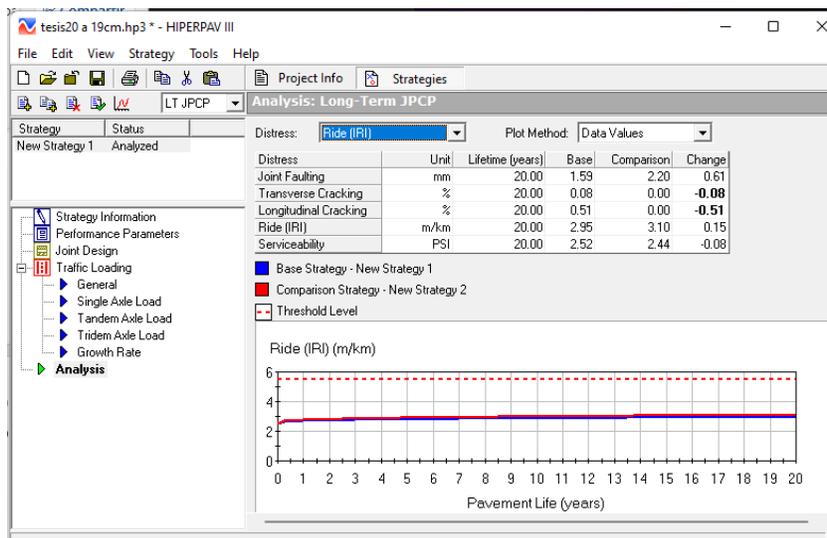


Figura 4.53. Análisis de deterioro: IRI. Fuente: Propia.

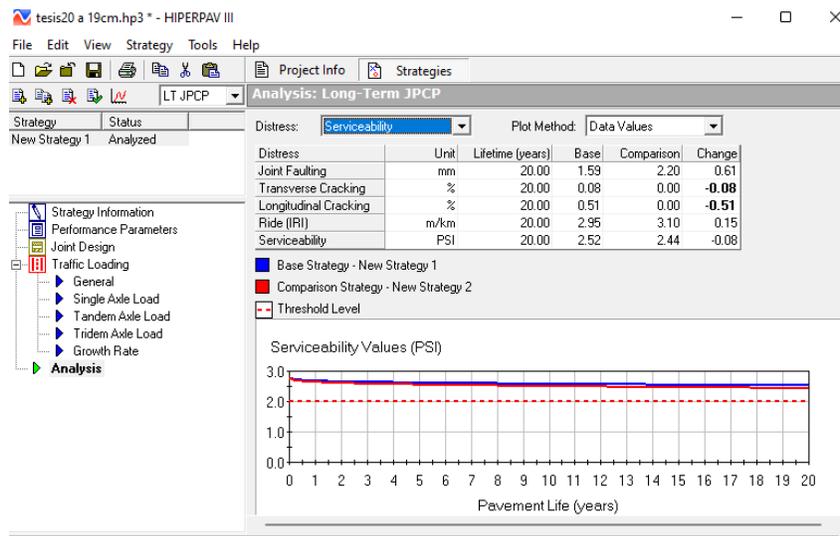


Figura 4.54. Análisis de deterioro: Servicialidad. Fuente: Propia.

➤ CONCLUSIÓN.

Al realizar el análisis de esfuerzos para la tercera iteración para las condiciones de carga del diseño 1 anteriormente mencionadas se encontraron esfuerzos máximos a tensión del 60 % del Módulo de Ruptura y 80% del Módulo de Ruptura el esfuerzo máximo a compresión.

Por otro lado, el análisis de deterioros para el período de diseño del pavimento otorgo resultados positivos del pavimento donde todos los valores están dentro del rango permitido.

Sin embargo, dado que para el diseño con 19 cm de espesor de losa propuesto el análisis de deterioros no satisface las expectativas este se descarta como una solución viable a implementar.

4.3.1.4 Resumen de Resultados de diseño 1 Solución con Losas Largas.

No. ITERACIÓN	ESPESOR DE LOSA (cm)	ESPESOR DE BASE (cm)	CUMPLIMIENTO DE LA EVALUACIÓN DE ESFUERZOS EverFE	CUMPLIMIENTO DE LA EVALUACIÓN DE DETERIOROS HiperPAV III.	DISEÑO	
					ACEPTADO	RECHAZADO
1	22	15	NO	SI		X
2	25	15	SI	SI	X	
3	19	15	NO	SI		X

Tabla 4.14. Resumen de resultados de alternativa de diseño 1 con losas largas.

SOLUCIÓN CON LOSAS CORTAS.

Se plantea una solución para el diseño con losas más cortas a las planteadas anteriormente tomando de base la teoría de Covarrubias que plantea que al optimizar el tamaño de la losa se puede reducir de manera considerable el espesor de la losa de concreto dada la geometría de los ejes de los camiones que transitaran sobre la estructura a diseñar.

4.3.1.5 Iteración 1.

❖ ANÁLISIS DE ESFUERZOS.

DATOS GENERALES DE ENTRADA.	
PARAMETRO	DATO
LOSA	
Longitud	2.00 m
Ancho	1.80 m
Espesor	22 cm
Módulo de Ruptura (Mr)	3.4 MPa
Módulo de Elasticidad (E)	23,442.2 MPa
Coefficiente de Poisson (ν)	0.20
Coefficiente de expansión térmica	$1.1 \cdot 10^{-5}$
SUB BASE	
Tipo de subbase	Granular estabilizada con cemento
Módulo de elasticidad de subbase	150 MPa
Coefficiente de Poisson	0.35
SUB RASANTE	
k	0.059 MPa/mm
Dovelas	
E dovelas	200000 MPa
ν Dovelas	0.30
Configuración de Losas	Se considera un tablero con losas cortas 2 filas, 2 columnas para modelar el carril de diseño y probar confinamiento.

Tabla 4.15. Entrada general de parámetros de diseño para análisis estructural.

Fuente: Propia.

Para este diseño se sigue el mismo proceso mostrado para el diseño con losas largas para introducir los datos al software EverFe 2.24, para este caso solo se agrega el cálculo de los pasadores que unirán las losas.

➤ **PASADORES DE CARGA.**

Para el ingreso de datos se tomará en consideración los datos de la Tabla 4.16, tomada de la guía de diseño de estructuras de pavimento AASHTO 93.

PASADORES DE CARGA				
Espesor (mm)	Diámetro del pasador		Longitud total (mm)	Separación entre centros (mm)
	Mm	Pulg.		
0 – 100	13	½	250	300
110 – 130	16	5/8	300	300
140 – 150	19	¾	350	300
160 – 180	22	7/8	350	300
190 – 200	25	1	350	300
210 – 230	29	1 1/8	400	300
240 – 250	32	1 ¼	450	300
260 – 280	35	1 3/8	450	300
290 – 300	38	1 ½	500	300

Tabla 4.16. Dimensiones usadas para pasadores.

Fuente: Guía AASHTO 93.

Por lo tanto, para el diseño y evaluación inicial, se colocarán varillas pasadoras de 1 1/8" a cada 300 mm. Con una longitud de barra de 400 mm para la losa con espesor de 22 cm. Estas barras no se deben insertar a menos de 40 cm de las juntas transversales para evitar que interfieran con el movimiento de las losas.

En la Figura 4.55 se presenta la configuración y localización de ejes en el sistema de losas cortas propuesto.

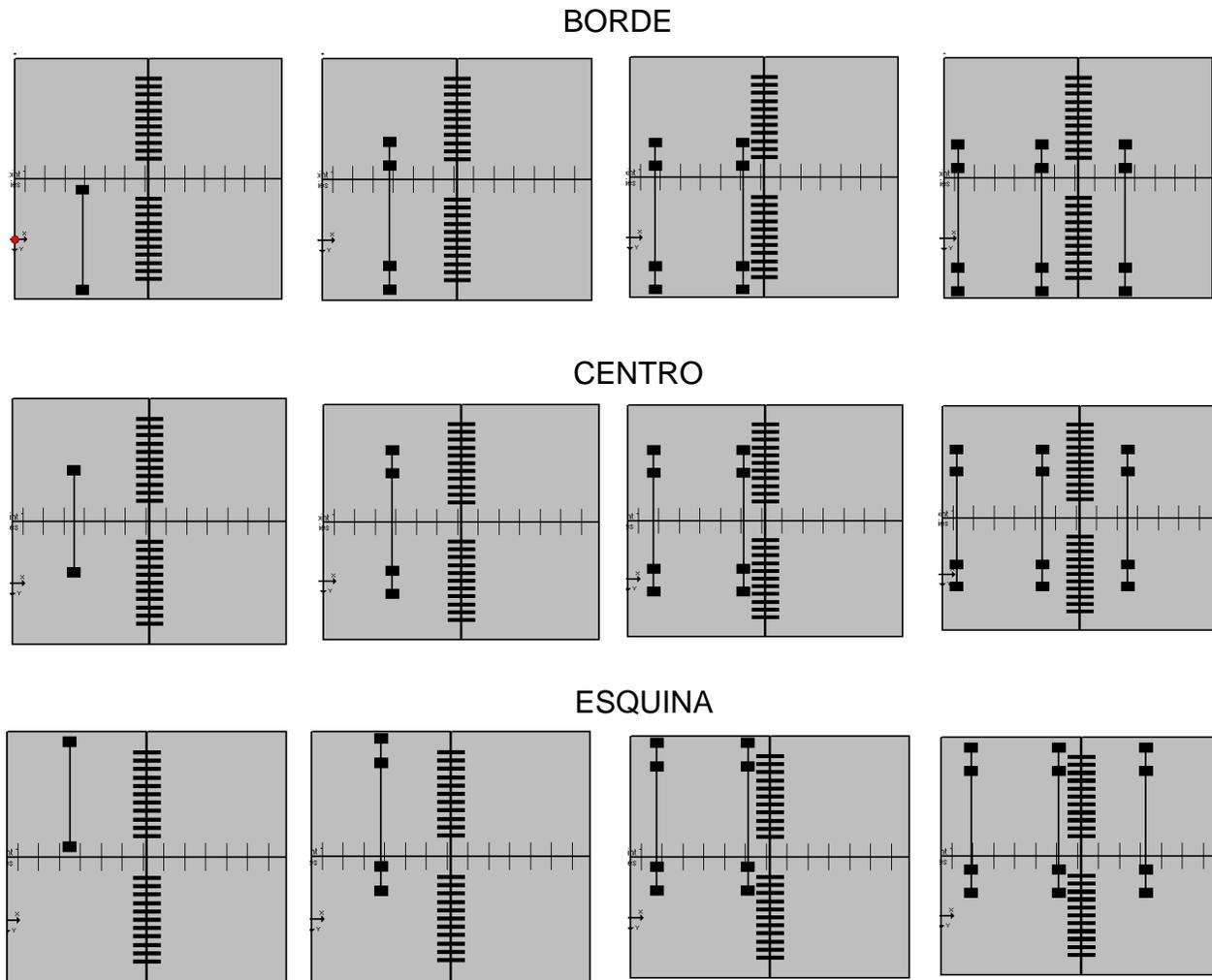


Figura 4.55. Configuraciones de localización de ejes para el análisis de esfuerzo en el software EverFe 2.24.

Fuente: Propia.

En la Tabla 4.17 se presenta el resumen de resultados de los esfuerzos que más influyen en la losa de longitud optimizada para el espesor de 22 cm y 15 cm de base.

ESFUERZOS MAXIMOS DISEÑO 1 ITERACIÓN 1			
EJE SIMPLE			
	BORDE	CENTRO	ESQUINA
Fondo (tensión)	0.97	0.80	0.89
Superficie (compresión)	-1.36	-1.06	-1.14
EJE DUAL			
Fondo (tensión)	1.16	1.09	1.28
Superficie (compresión)	-1.53	-1.39	-1.68
EJE TANDEM			
Fondo (tensión)	1.04	0.91	0.97
Superficie (compresión)	-1.51	-1.21	-1.75
EJE TRIDEM			
Fondo (tensión)	1.07	0.92	0.91
Superficie (compresión)	-1.36	-1.13	-1.47

Tabla 4.17. Resumen de esfuerzos evaluados en la primera iteración.

La deflexión máxima se da justamente en el máximo mayor de esfuerzo en la condición de carga en eje dual y en el eje tándem en esquina ver Tabla 4.18.

DEFORMACION MAXIMA	
	ESQUINA
(EJE DUAL) Superficie (compresión)	0.728 mm
(EJE TANDEM) Fondo (tensión)	0.751 mm

Tabla 4.18. Deformación máxima de la primera iteración.

❖ ANÁLISIS DE DETERIOROS.

A continuación, en la Tabla 4.19. se presentan los datos generales de entrada utilizados para realizar el análisis de daño.

DATOS GENERALES DE ENTRADA PARA EL DISEÑO 1	
Parámetro	Dato
Análisis a Edad Temprana	
Confiabilidad	60 %
Espesor de Losa	22 cm
Espesor de Base	15 cm
Ancho	1.80 m.
Espacio entre juntas transversales	2.00 m.
Tipo de cemento	Tipo III
Tipo de agregado	Basalto
Cantidad de cenizavolante	< que el 7%
Tipo de esfuerzo	Flexión al tercio medio
Módulo de ruptura	3.4 MPa (494 psi)
Temperatura inicial	7.5 °C
Temperatura inicial entre capa superior e inferior	9.71 °C
Método de curado	Rociado de curador liquido
Edad de aplicación de curado	1 hora
Esfuerzo de apertura al tráfico (80% del Mr)	2.72 MPa
Temperatura	Temperatura ambiente promedio registradas durante 3 días.
Análisis a un determinado tiempo	
Período de diseño	20 años
IRI inicial	2.5
Escalonamiento	3 mm
Fisuras transversales	5 %
Fisuras longitudinales	5 %
Máximo IRI permisible	5.5
Serviciabilidad	2.0
Esal's de Diseño	87,476

Tabla 4.19. Datos de entrada para el análisis de deterioros de la primera iteración.

Fuente: Propia.

En la Figura 4.56 se puede observar el análisis a edad temprana de la primera iteración para la configuración de losas cortas.

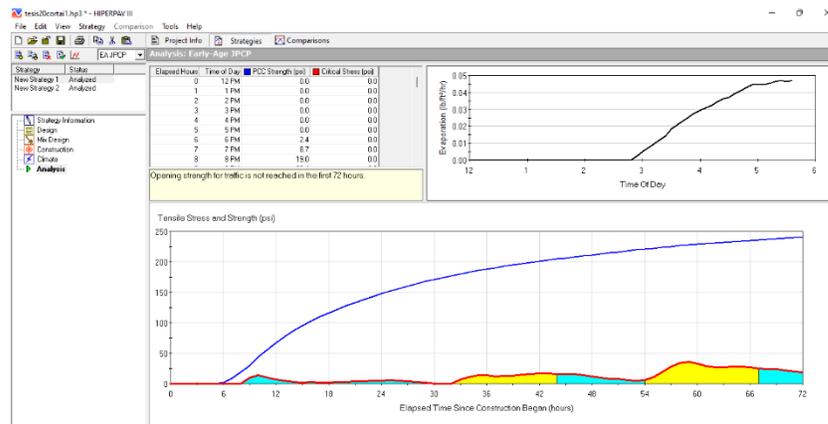


Figura 4.56. Análisis de deterioros a edad temprana para la primera iteración del diseño 1 losas cortas. Fuente: Propia.

- ❖ **Análisis de escalonamiento** en juntas del pavimento, donde claramente se puede observar que en el pavimento que no pasa de 2 mm de escalonamiento al final de su período de diseño, sin llegar al máximo permisible de 3 mm (Ver Figura 4.57).

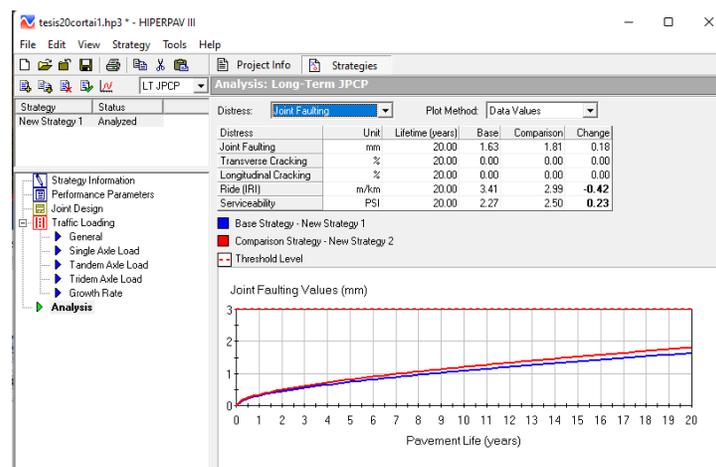


Figura 4.57. Análisis de deterioro: Escalonamiento. Fuente: Propia.

- ❖ **Análisis de agrietamiento transversal** donde el pavimento no se agrietará a lo largo del periodo de diseño (Ver Figura 4.58).

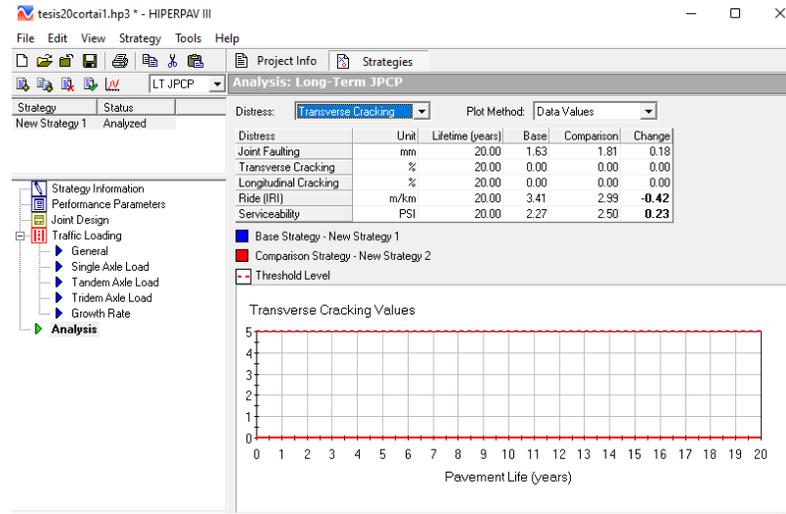


Figura 4.58. Análisis de deterioro: Agrietamiento transversal. Fuente: Propia.

- ❖ **Análisis de agrietamiento longitudinal**, el pavimento no se agrietará (Ver Figura 4.59).

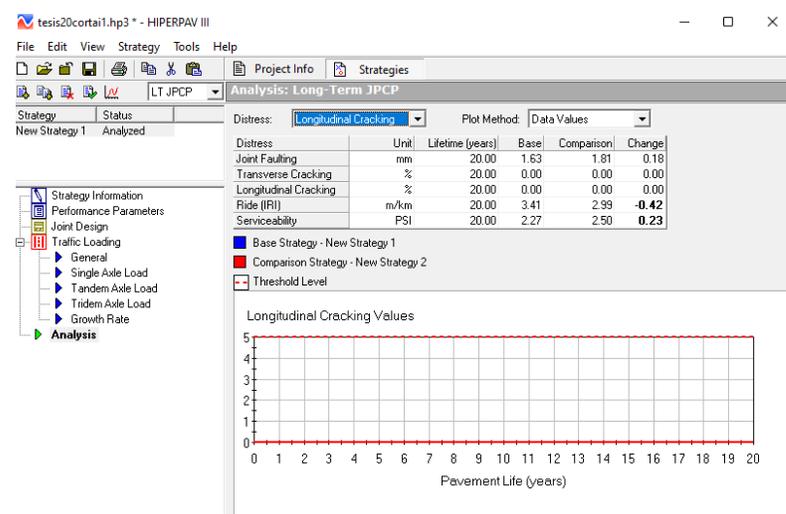


Figura 4.59. Análisis de deterioro: Agrietamiento longitudinal. Fuente: Propia.

- ❖ **Análisis del IRI** es aceptable ya que no sobrepasa el límite (Ver Figura 4.60).

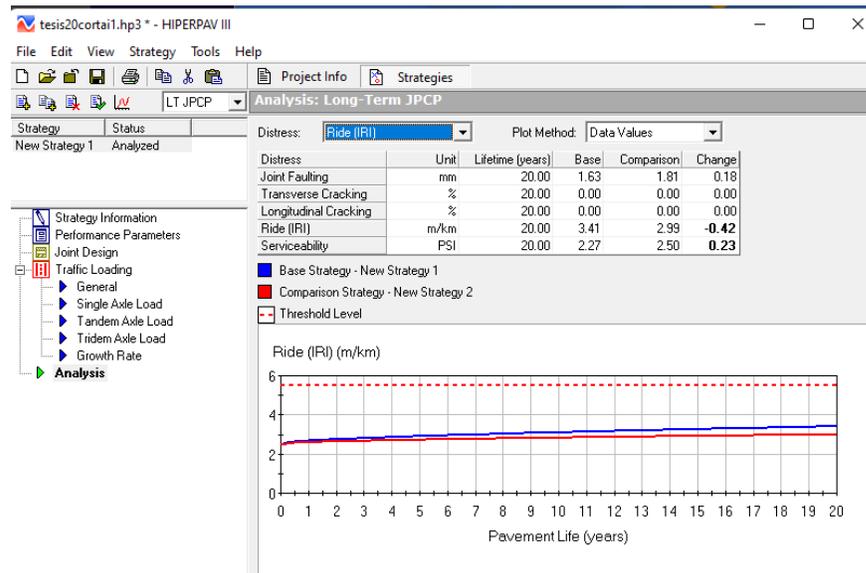


Figura 4.60. Análisis de deterioro: IRI. Fuente: Propia.

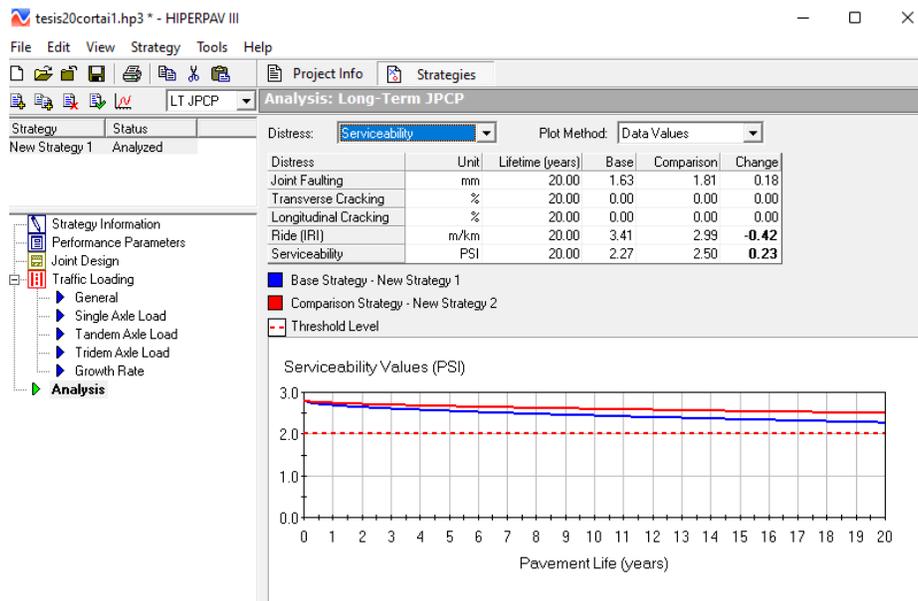


Figura 4.61. Análisis de deterioro: Servicialidad. Fuente: Propia.

➤ **CONCLUSIÓN.**

El diseño inicial realizado a través de WinPas12 ofreció un espesor de losa de 22 cm y una subbase estabilizada con cemento de 15 cm. Al realizar el análisis de esfuerzos para las condiciones de carga con una configuración de losas cortas anteriormente mencionadas se encontraron esfuerzos máximos a compresión del 51 % del Módulo de Ruptura y 38% del Módulo de Ruptura el esfuerzo máximo a tensión.

Por otro lado, el análisis de deterioros para el período de diseño del pavimento otorgo resultados positivos del pavimento donde todos los valores están dentro del rango permitido.

Por lo tanto, dado que para el diseño con 22 cm de espesor de losa propuesto el análisis de deterioros satisface las expectativas se prevé efectuar un proceso comparativo con un espesor menor, a fin de verificar estos resultados y optimizar el espesor de la losa diseñada siempre tomando un factor de seguridad del 70% del Módulo de ruptura y se comienza el proceso iterativo evaluando distintos espesores de losa hasta encontrar un espesor cuyos esfuerzos sean iguales o menores al factor de seguridad requerido.

4.3.1.6 Iteración 2.

Para hacer una mejor verificación y tratar de optimizar la estructura del pavimento, se realiza una nueva prueba, con los mismos datos de diseño, pero variando el espesor de losa, esta nueva propuesta tiene 19 cm de espesor.

❖ ANÁLISIS DE ESFUERZOS.

Para el espesor de losa de 19 cm se realiza el mismo proceso para el ingreso de datos con la excepción de las dovelas que para este espesor la estructura no las necesita.

En la Tabla 4.20 se presenta el resumen de resultados de los esfuerzos que más influyen en la losa para el espesor de 19 cm y 15 cm de base .

ESFUERZOS MAXIMOS DISEÑO 1 ITERACIÓN 2			
EJE SIMPLE			
	BORDE	CENTRO	ESQUINA
Fondo (tensión)	1.18	1.10	1.17
Superficie (compresión)	-1.52	-1.60	-1.67
EJE DUAL			
Fondo (tensión)	1.55	1.41	1.57
Superficie (compresión)	-2.02	-1.75	-2.28
EJE TANDEM			
Fondo (tensión)	1.27	1.17	1.26
Superficie (compresión)	-1.88	-1.62	-1.74
EJE TRIDEM			
Fondo (tensión)	1.32	1.28	1.24
Superficie (compresión)	-1.68	-1.64	-1.78

Tabla 4.20. Resumen de esfuerzos evaluados en la segunda iteración.

La deflexión máxima se da justamente en el máximo mayor de esfuerzo en la condición de carga en eje dual en el la condición esquina ver Tabla 4.21.

DEFORMACION MAXIMA	
EJE DUAL	ESQUINA
Superficie (compresión)	0.562
Fondo (tensión)	0.784

Tabla 4.21. Deformación máxima de la segunda iteración.

❖ ANÁLISIS DE DETERIOROS.

Se hace el análisis de deterioros para los datos de la iteración 2 manteniendo todos los valores de la Tabla 4.19, solo cambia el valor del espesor de la losa de 19 cm, La Temperatura inicial 9.5 °C y la temperatura inicial entre capa superior e inferior 11.9 °C.

En la Figura 4.62 se puede observar el análisis a edad temprana de la segunda iteración.

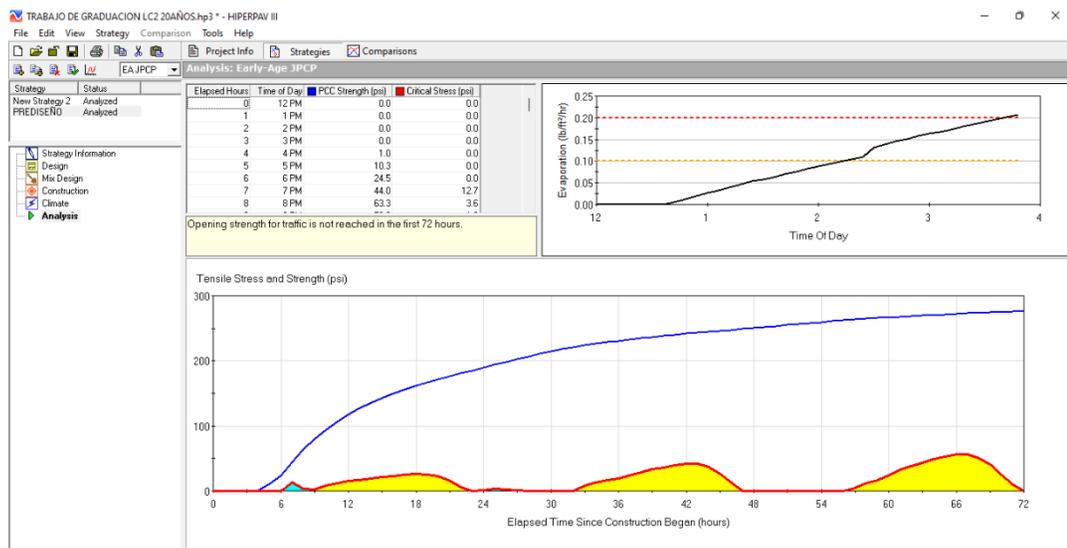


Figura 4.62. Análisis de deterioros a edad temprana para la segunda iteración del diseño 1 losas cortas. Fuente: Propia.

- ❖ **Análisis de escalonamiento** en juntas del pavimento, donde claramente se puede observar que en el pavimento llega a 0.5 mm de escalonamiento al final de su período de diseño, sin llegar al máximo permisible de 3 mm (Ver Figura 4.63).

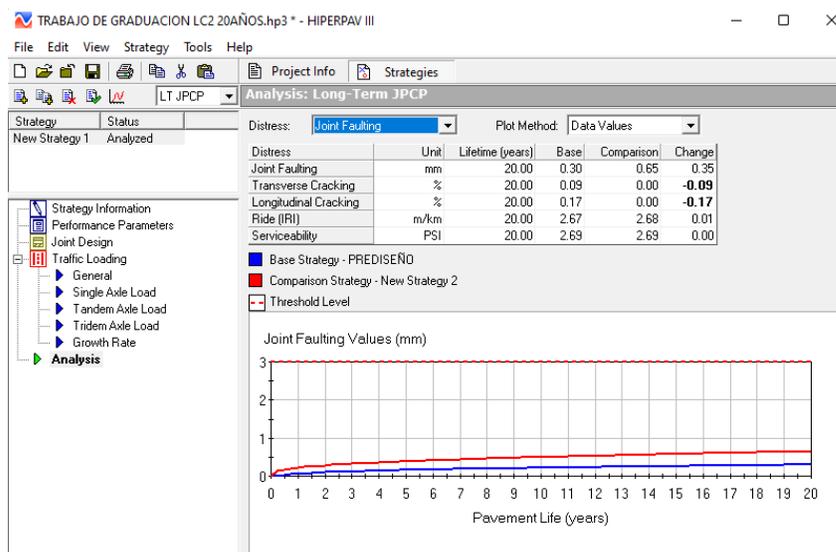


Figura 4.63. Análisis de deterioro: Escalonamiento. Fuente: Propia.

- ❖ **Análisis de agrietamiento transversal** donde el pavimento no se agrietará a lo largo del periodo de diseño (Ver Figura 4.64).

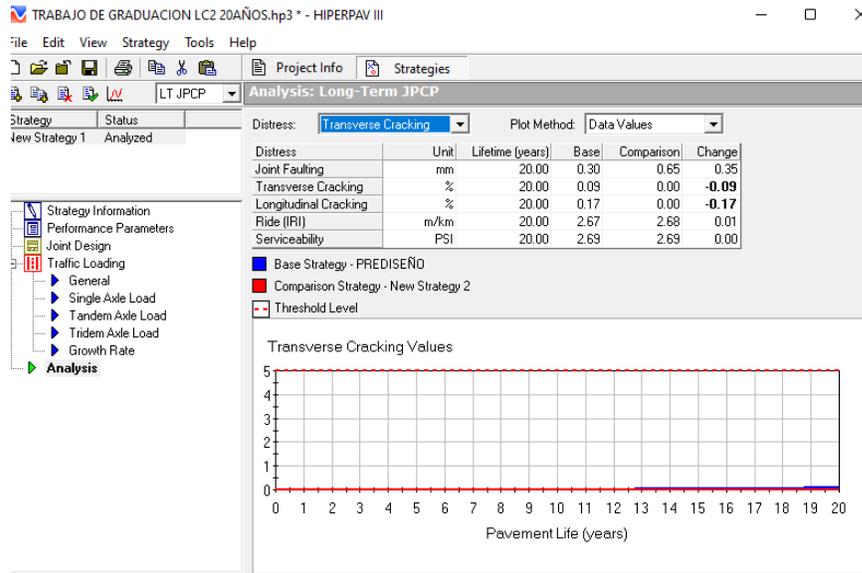


Figura 4.64. Análisis de deterioro: Agrietamiento transversal. Fuente: Propia.

- ❖ **Análisis de agrietamiento longitudinal**, el pavimento no se agrietará (Ver Figura 4.65).

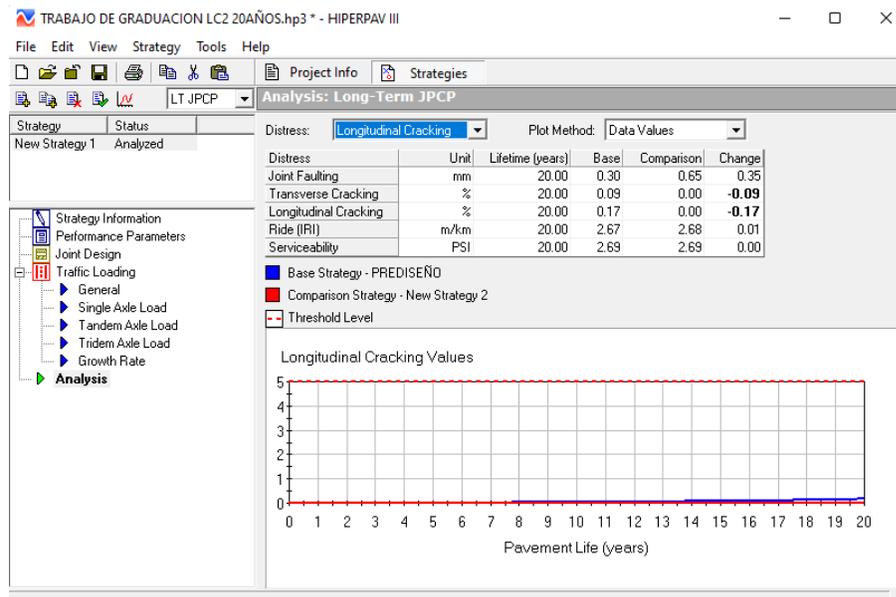


Figura 4.65. Análisis de deterioro: Agrietamiento longitudinal. Fuente: Propia.

❖ **Análisis del IRI** es aceptable ya que no sobrepasa el límite (Ver Figura 4.66)

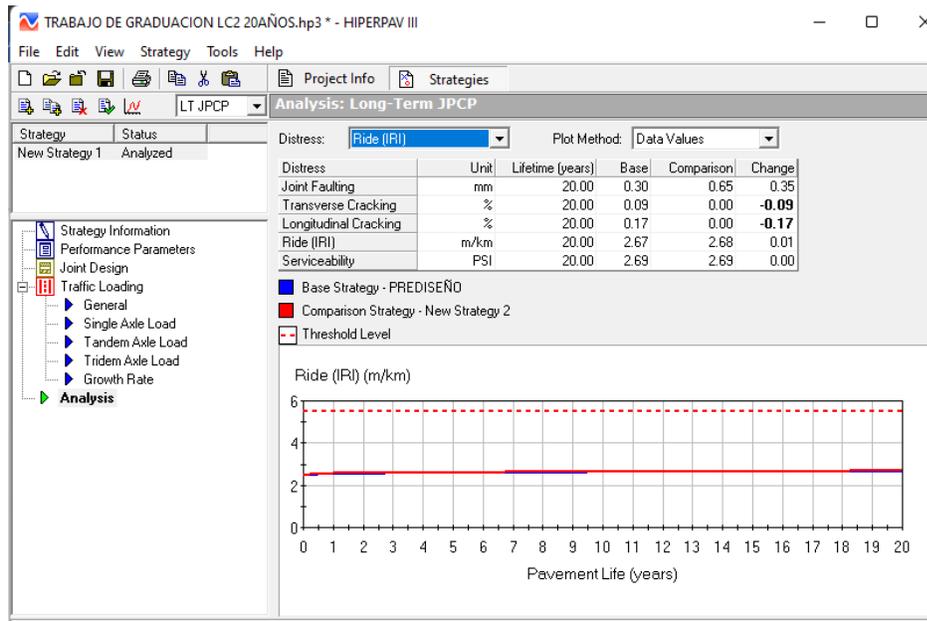


Figura 4.66. Análisis de deterioro: IRI. Fuente: Propia.

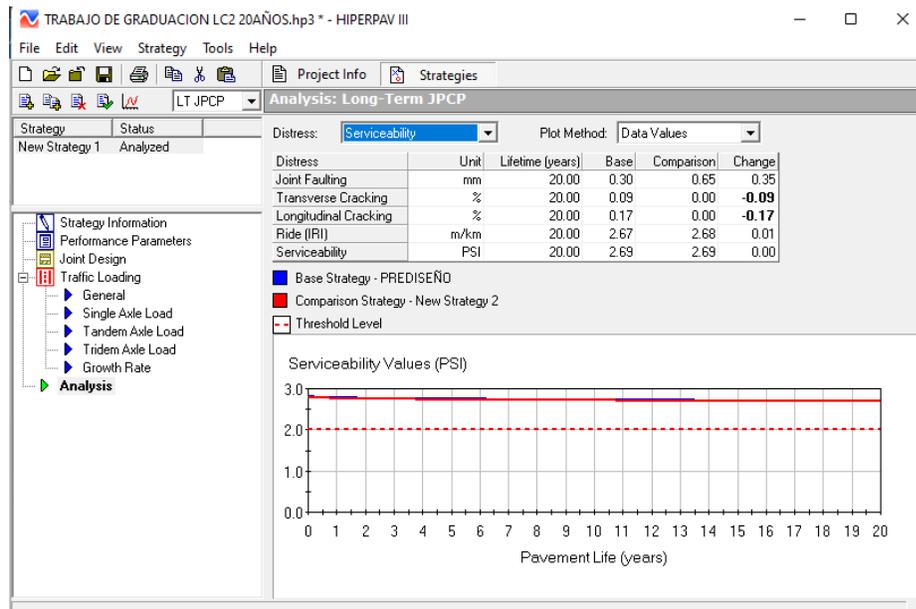


Figura 4.67. Análisis de deterioro: Servicialidad. Fuente: Propia.

➤ CONCLUSIÓN.

Al realizar el análisis de esfuerzos para la segunda iteración para las condiciones de carga del diseño 1 con la configuración de losas cortas anteriormente mencionadas se encontraron esfuerzos máximos a tensión del 46 % del Módulo de Ruptura y del 67% del Módulo de Ruptura el esfuerzo máximo a compresión.

Por otro lado, el análisis de deterioros para el período de diseño del pavimento otorgo resultados positivos del pavimento donde todos los valores están dentro del rango permitido.

Por lo tanto, dado que para el diseño con 19 cm de espesor de losa propuesto y 15 cm de base estabilizada con cemento el análisis de deterioros y el análisis de esfuerzos efectuados satisface las expectativas en cumplimiento con los parámetros otorgando una estructura de pavimento viable y optimizada durante todo el período de diseño, por lo que el diseño se da por aceptado.

4.3.1.7 Resumen de Resultados de diseño 1 con Losas Cortas.

No. ITERACIÓN	ESPEJOR DE LOSA (cm)	ESPEJOR DE BASE (cm)	CUMPLIMIENTO DE LA EVALUACIÓN DE ESFUERZOS EverFE	CUMPLIMIENTO DE LA EVALUACIÓN DE DETERIOROS HiperPAV III.	DISEÑO	
					ACEPTADO	RECHAZADO
1	22	15	SI	SI	X	
2	19	15	SI	SI	X	

Tabla 4.22. Resumen de resultados de alternativa de diseño 1 con losas cortas.

4.3.2 DISEÑO 2.

SOLUCIÓN CON LOSAS LARGAS.

4.3.2.1 Iteración 1.

❖ ANÁLISIS DE ESFUERZOS.

DATOS GENERALES DE ENTRADA.	
PARAMETRO	DATO
LOSA	
Longitud	4.00 m
Ancho	3.60 m
Espesor	20.17 cm
Módulo de Ruptura (Mr)	3.4 MPa
Módulo de Elasticidad (E)	23,442.2 MPa
Coefficiente de Poisson (ν)	0.20
Coefficiente de expansión térmica	1.1 e^{-5}
SUB BASE	
Tipo de subbase	Granular estabilizada con cemento
Módulo de elasticidad de subbase	150 MPa
Coefficiente de Poisson	0.35
SUB RASANTE	
k	0.059 MPa/mm
Dovelas	
E dovelas	200000 MPa
ν Dodelas	0.30
Configuración de Losas	Se considera un tablero con losa larga 1 fila dos columnas para modelar el carril de diseño y probar confinamiento.

Tabla 4.23. Entrada general de parámetros de diseño para análisis estructural.

Fuente: Propia.

En la Tabla 4.24 se presenta el resumen de resultados de los esfuerzos que más influyen en la losa para el espesor de 20.17 cm y 15 cm de base .

ESFUERZOS MAXIMOS DISEÑO 2 ITERACIÓN 1			
EJE SIMPLE			
	BORDE	CENTRO	ESQUINA
Fondo (tensión)	1.58	1.53	1.65
Superficie (compresión)	-2.20	-1.99	-2.34
EJE DUAL			
Fondo (tensión)	1.93	1.85	2.04
Superficie (compresión)	-2.64	-2.52	-2.82
EJE TANDEM			
Fondo (tensión)	1.64	1.59	1.64
Superficie (compresión)	-2.11	-2.04	-2.15
EJE TRIDEM			
Fondo (tensión)	1.62	1.56	1.57
Superficie (compresión)	-2.05	-1.97	-2.00

Tabla 4.24. Resumen de esfuerzos evaluados en la primera iteración del diseño 2 solución losas largas.

La deflexión máxima se da justamente en el máximo mayor de esfuerzo en la condición de carga en eje dual en la esquina ver Tabla 4.25.

DEFORMACION MAXIMA	
EJE DUAL	ESQUINA
Fondo (tensión)	0.745 mm
Superficie (compresión)	0.741 mm

Tabla 4.25. Deformación máxima de la primera iteración del diseño 2 solución losas largas.

❖ ANÁLISIS DE DETERIOROS.

A continuación, en la Tabla 4.26. se presentan los datos generales de entrada utilizados para realizar el análisis de daño.

DATOS GENERALES DE ENTRADA PARA EL DISEÑO 1	
Parámetro	Dato
Análisis a Edad Temprana	
Confiabilidad	60 %
Espesor de Losa	20.17 cm
Espesor de Base	15 cm
Ancho	3.60 m.
Espacio entre juntas transversales	4.00 m.
Tipo de cemento	Tipo III
Tipo de agregado	Basalto
Cantidad de cenizavolante	< que el 7%
Tipo de esfuerzo	Flexión al tercio medio
Módulo de ruptura	3.4 MPa (494 psi)
Temperatura inicial	9.5 °C
Temperatura inicial entre capa superior e inferior	11.9 °C
Método de curado	Rociado de curador liquido
Edad de aplicación de curado	1 hora
Esfuerzo de apertura al tráfico (80% del Mr)	2.72 MPa
Tipo de esfuerzo	Flexión al tercio medio
Temperatura	Temperatura ambiente promedio registradas durante 3 días.
Análisis a un determinado tiempo	
Período de diseño	12 años
IRI inicial	2.5
Escalonamiento	3 mm
Fisuras transversales	5 %
Fisuras longitudinales	5 %
Máximo IRI permisible	5.5
Serviciabilidad	2.0
Esal's de Diseño	87,476

Tabla 4.26. Datos de entrada para el análisis de deterioros de la primera iteración diseño 2 solución losas largas. Fuente: Propia.

En la Figura 4.68 se puede observar el análisis a edad temprana de la primera iteración para el diseño 2 con la configuración de losas largas.

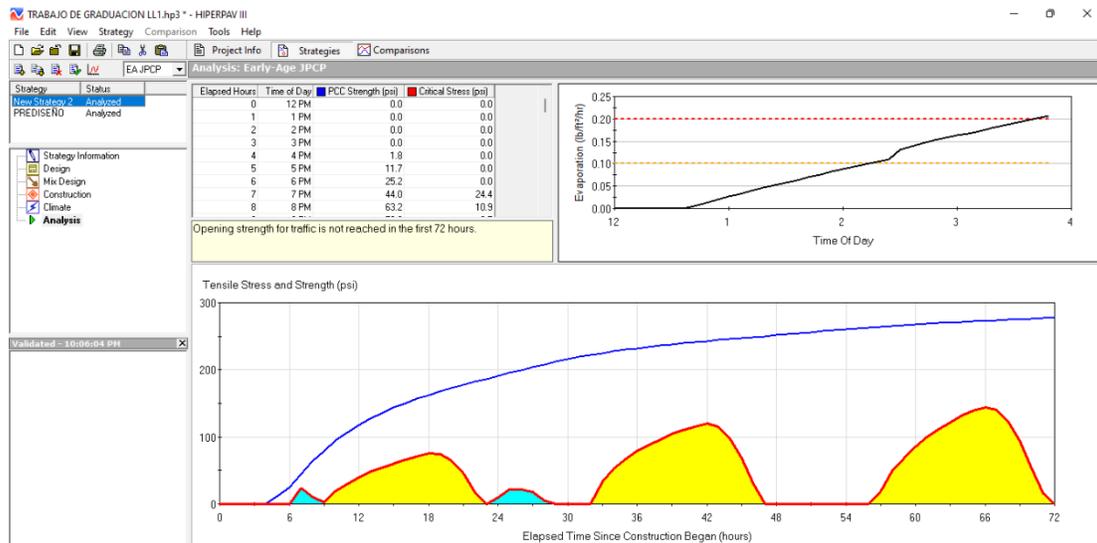


Figura 4.68. Análisis de deterioros a edad temprana para la primera iteración del diseño 2 losas largas.
Fuente: Propia.

- ❖ **Análisis de escalonamiento** en juntas del pavimento, donde claramente se puede observar que en el pavimento que no pasa de 1.5 mm de escalonamiento al final de su período de diseño, sin llegar al máximo permisible de 3 mm (Ver Figura 4.69).

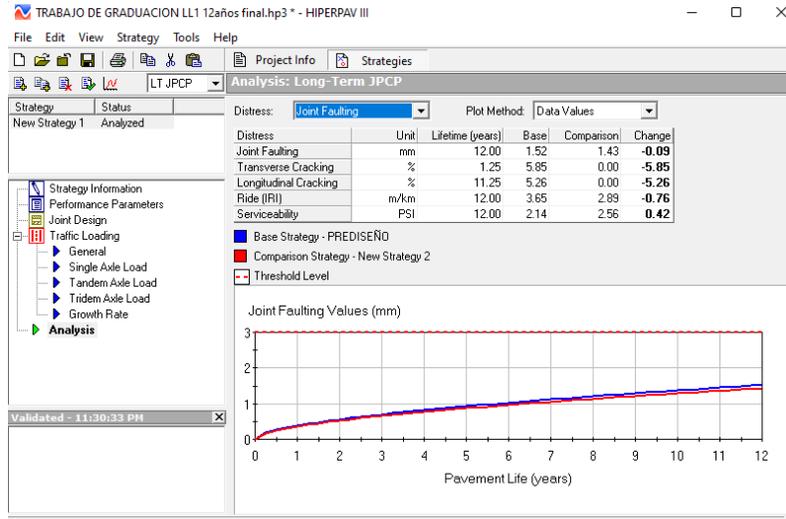


Figura 4.69. Análisis de deterioro: Escalonamiento. Fuente: Propia.

❖ **Análisis de agrietamiento transversal** el pavimento sobrepasa el agrietamiento permisible (Ver Figura 4.70).

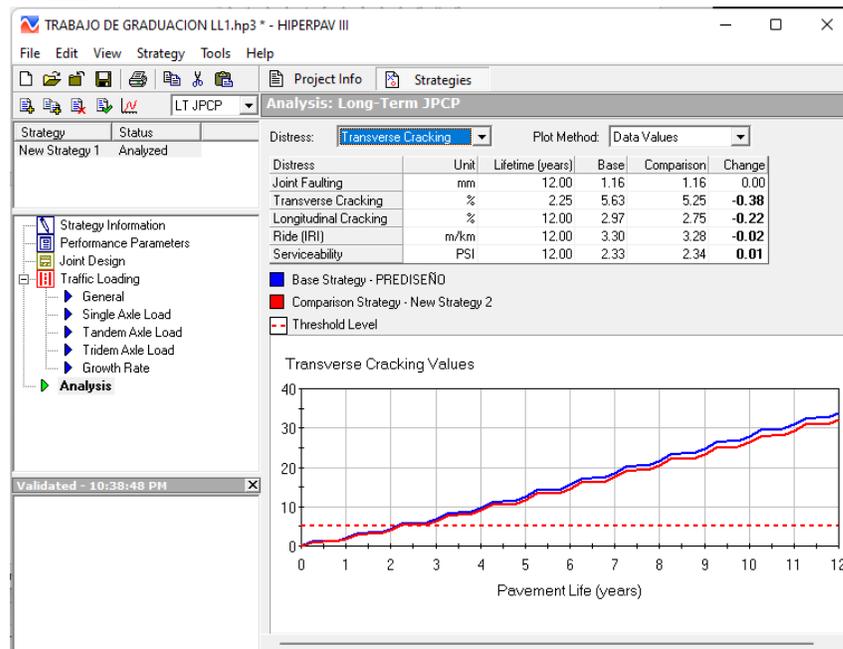


Figura 4.70. Análisis de deterioro: Agrietamiento transversal. Fuente: Propia.

- ❖ **Análisis de agrietamiento longitudinal**, el pavimento no presentara grietas longitudinales que pasen del rango permitido. (Ver Figura 4.71).

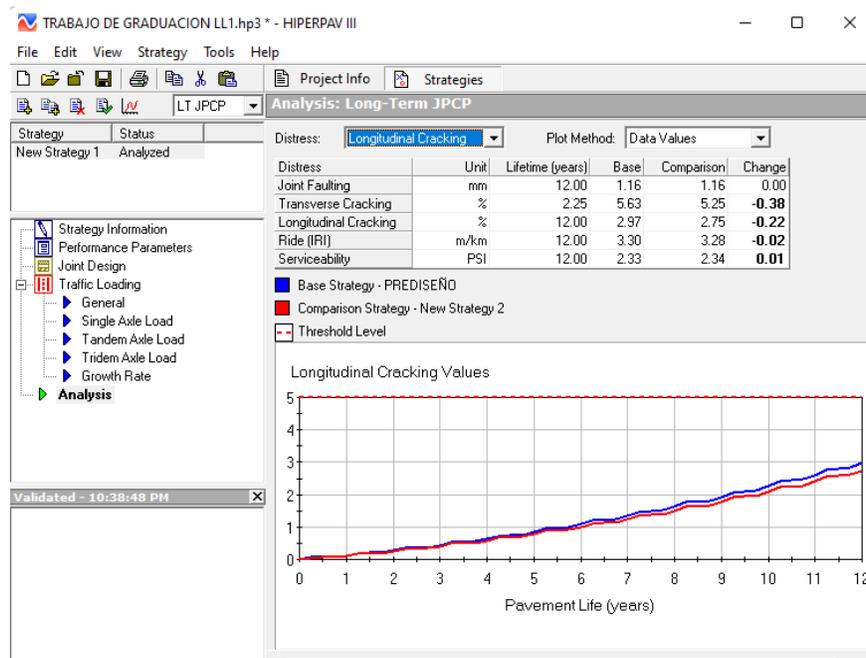


Figura 4.71. Análisis de deterioro: Agrietamiento longitudinal. Fuente: Propia.

- ❖ **Análisis del IRI** es aceptable ya que no sobrepasa el límite (Ver Figura 4.72).

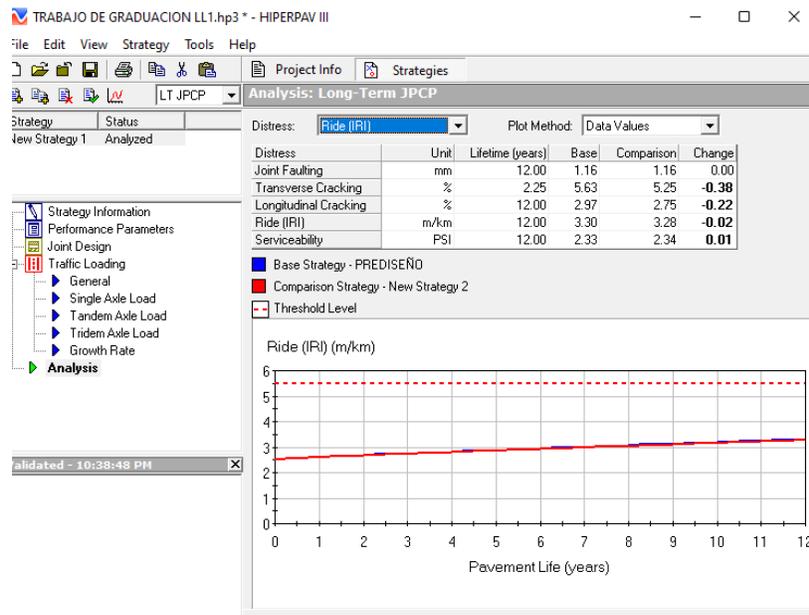


Figura 4.72. Análisis de deterioro: IRI. Fuente: Propia.

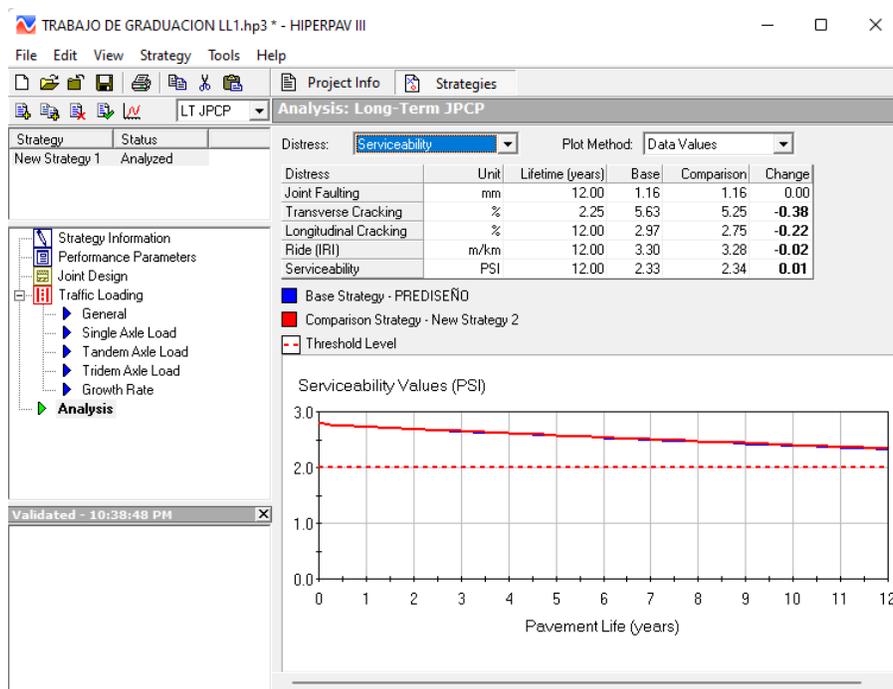


Figura 4.73. Análisis de deterioro: Servicialidad. Fuente: Propia.

➤ **CONCLUSIÓN.**

El prediseño inicial realizado a través de WinPas12 ofreció un espesor de losa de 20.17 cm y una subbase estabilizada con cemento de 15 cm. Al realizar el análisis de esfuerzos para las condiciones de carga con una configuración de losas largas anteriormente mencionadas se encontraron esfuerzos máximos a compresión del 83 % del Módulo de Ruptura y 60% del Módulo de Ruptura el esfuerzo máximo a tensión.

Por otro lado, el análisis de deterioros para el período de diseño del pavimento no otorgo resultados totalmente positivos de la respuesta del pavimento a largo plazo dado que no todos los valores están dentro del rango permitido.

Por lo tanto, dado que para el diseño con 20.17 cm de espesor de losa propuesto el análisis de deterioros y de esfuerzos no satisface las expectativas este diseño queda descartado y se prevé efectuar un proceso comparativo con un espesor mayor, a fin de verificar estos resultados se toma un factor de seguridad del 70% del Módulo de ruptura y se comienza el proceso iterativo evaluando distintos espesores de losa hasta encontrar un espesor cuyos esfuerzos sean iguales o menores al factor de seguridad requerido.

4.3.2.2 Iteración 2.

Para hacer una mejor verificación de la estructura del pavimento, se realiza una nueva prueba, con los mismos datos del diseño 2 (Ver Tabla 4.23), pero variando el espesor de losa, esta nueva propuesta tiene 22 cm de espesor.

❖ ANÁLISIS DE ESFUERZOS.

En la Tabla 4.27 se presenta el resumen de resultados de los esfuerzos que más influyen en la losa para el espesor de 22 cm y 15 cm de base .

ESFUERZOS MAXIMOS DISEÑO 2 ITERACIÓN 2			
EJE SIMPLE			
	BORDE	CENTRO	ESQUINA
Fondo (tensión)	1.31	1.23	1.37
Superficie (compresión)	-1.81	-1.59	-1.93
EJE DUAL			
Fondo (tensión)	1.75	1.50	1.69
Superficie (compresión)	-2.34	-1.97	-2.25
EJE TANDEM			
Fondo (tensión)	1.36	1.31	1.36
Superficie (compresión)	-1.75	-1.65	-1.73
EJE TRIDEM			
Fondo (tensión)	1.26	1.23	1.24
Superficie (compresión)	-1.59	-1.57	-1.59

Tabla 4.27. Resumen de esfuerzos evaluados en la segunda iteración

La deflexión máxima se da justamente en el máximo mayor de esfuerzo en la condición de carga en eje dual en el borde ver Tabla 4.28.

DEFORMACION MAXIMA	
EJE DUAL	BORDE
Superficie (compresión)	0.683 mm
Fondo (tensión)	0.685 mm

Tabla 4.28. Deformación máxima de la segunda iteración.

❖ ANÁLISIS DE DETERIOROS.

Se hace el análisis de deterioros para los datos de la iteración 2 manteniendo todos los valores de la Tabla 4.26, solo cambia el valor del espesor de la losa de 22 cm, La Temperatura inicial 7.5 °C y la temperatura inicial entre capa superior e inferior 9.71 °C.

En la Figura 4.74 se puede observar el análisis a edad temprana de la segunda iteración.

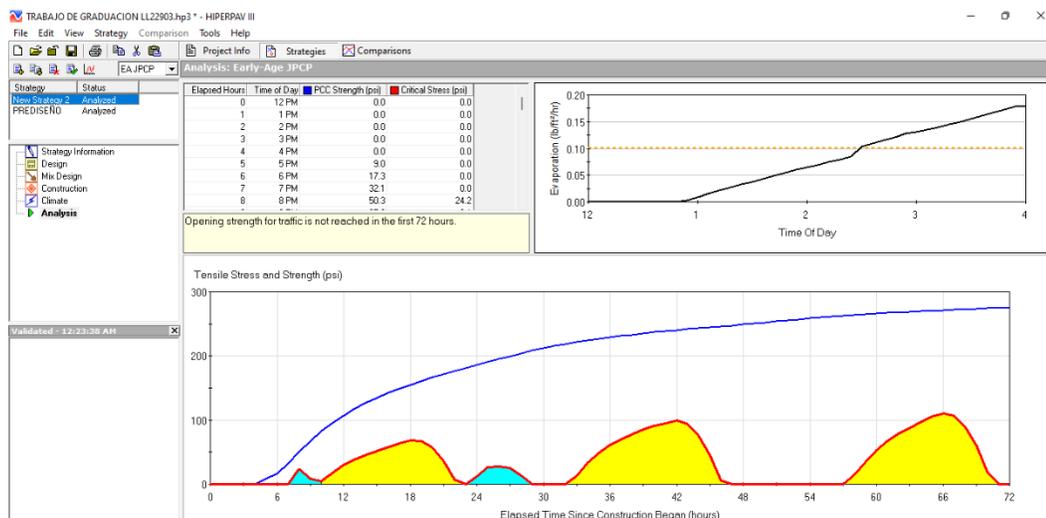


Figura 4.74. Análisis de deterioros a edad temprana para la segunda iteración del diseño 2.
Fuente: Propia.

❖ **Análisis de escalonamiento** en juntas del pavimento, donde claramente se puede observar que en el pavimento sin llegar a 1.5 mm de escalonamiento al final de su período de diseño, y sin llegar al máximo permisible de 3 mm (Ver Figura 4.75).

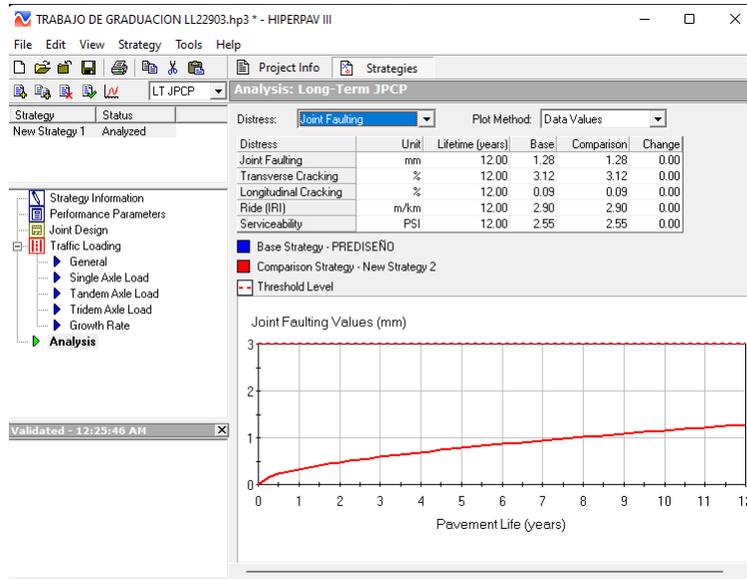


Figura 4.75. Análisis de deterioro: Escalonamiento. Fuente: Propia.

- ❖ **Análisis de agrietamiento transversal** donde el pavimento se agrietará a lo largo del periodo de diseño sin sobrepasar el máximo permisible (Ver Figura 4.76).

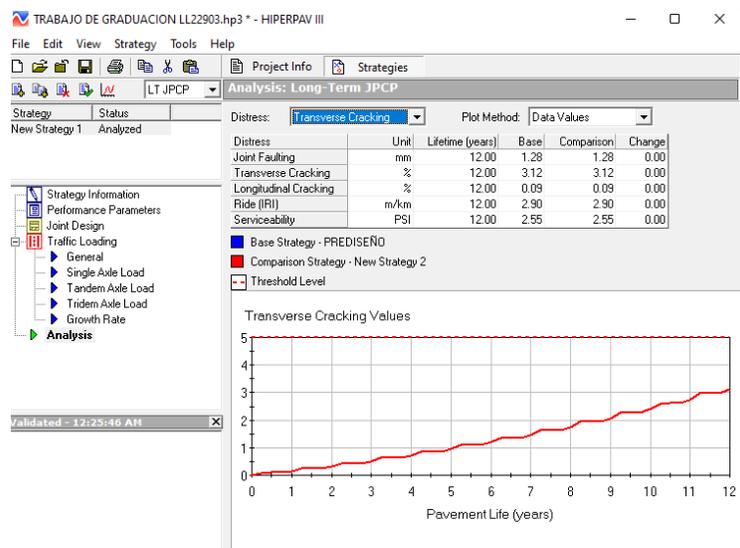


Figura 4.76. Análisis de deterioro: Agrietamiento transversal. Fuente: Propia.

- ❖ **Análisis de agrietamiento longitudinal**, el pavimento no se agrietará (Ver Figura 4.77).

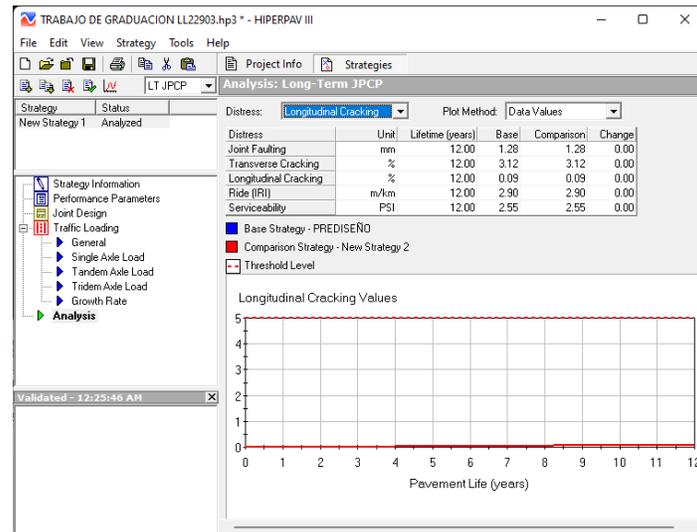


Figura 4.77. Análisis de deterioro: Agrietamiento longitudinal. Fuente: Propia.

- ❖ **Análisis del IRI** es aceptable ya que no sobrepasa el límite (Ver Figura 4.78).

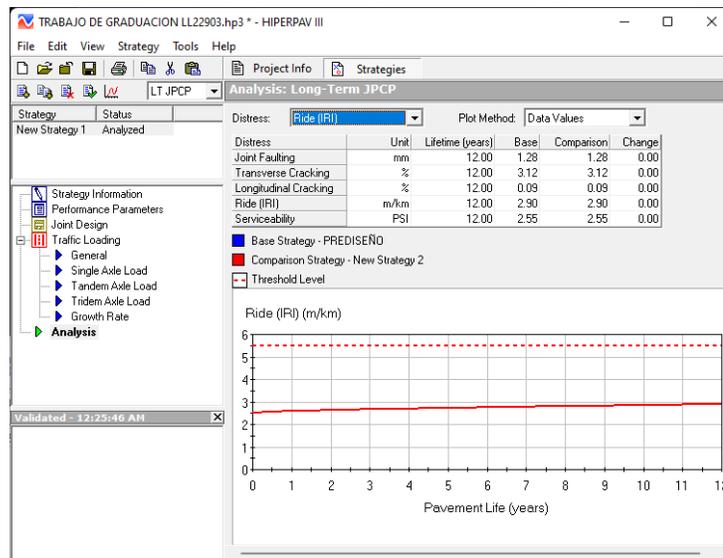


Figura 4.78. Análisis de deterioro: IRI. Fuente: Propia.

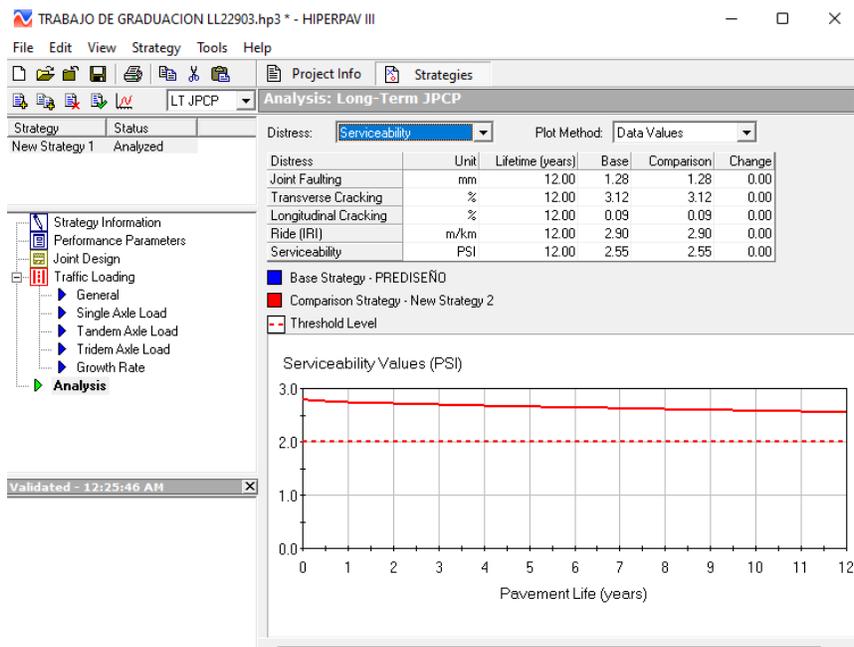


Figura 4.79. Análisis de deterioro: Servicialidad. Fuente: Propia.

➤ CONCLUSIÓN.

Al realizar el análisis de esfuerzos para la segunda iteración para las condiciones de carga del diseño 2 con la configuración de losas largas anteriormente mencionadas se encontraron esfuerzos máximos a tensión del 51 % del Módulo de Ruptura y 68% del Módulo de Ruptura el esfuerzo máximo a compresión.

Por otro lado, el análisis de deterioros para el período de diseño del pavimento otorgo resultados positivos del pavimento donde todos los valores están dentro del rango permitido.

Por lo tanto, dado que para el diseño con 22 cm de espesor de losa propuesto el análisis de deterioros y el análisis de esfuerzos efectuado cumplen con los

parámetros para otorgar una estructura viable durante todo el período de tiempo, el diseño se da por aceptado.

4.3.2.3 Resumen de Resultados de diseño 2 solución con Losas Largas.

No. ITERACIÓN	ESPESOR DE LOSA (cm)	ESPESOR DE BASE (cm)	CUMPLIMIENTO DE LA EVALUACIÓN DE ESFUERZOS EverFE	CUMPLIMIENTO DE LA EVALUACIÓN DE DETERIOROS HiperPAV III.	DISEÑO	
					ACEPTADO	RECHAZADO
1	20.17	15	NO	NO		X
2	22	15	SI	SI	X	

Tabla 4.29. Resumen de resultados de alternativa de diseño 2 solución con losas largas.

SOLUCIÓN CON LOSAS CORTAS.

Se plantea una solución para el diseño con losas de longitud optimizado como se evaluó en el diseño 1 también.

4.3.2.4 Iteración 1.

❖ ANÁLISIS DE ESFUERZOS.

DATOS GENERALES DE ENTRADA.	
PARAMETRO	DATO
LOSA	
Longitud	2.00 m
Ancho	1.80 m
Espesor	20.17 cm
Módulo de Ruptura (Mr)	3.4 MPa
Módulo de Elasticidad (E)	23,442.2 MPa
Coefficiente de Poisson (ν)	0.20
Coefficiente de expansión térmica	1.1 e ⁻⁵
SUB BASE	
Tipo de subbase	Granular estabilizada con cemento

Módulo de elasticidad de subbase	150 MPa
Coefficiente de Poisson	0.35
SUB RASANTE	
k	0.059 MPa/mm
Dovelas	
E dovelas	200000 MPa
ν Dovelas	0.30
Configuración de Losas	Se considera un tablero con losas cortas 2 filas, 2 columnas para modelar el carril de diseño y probar confinamiento.

Tabla 4.30. Entrada general de parámetros de diseño para análisis estructural.

Fuente: Propia.

En la Tabla 4.31 se presenta el resumen de resultados de los esfuerzos que más influyen en la losa de longitud optimizada para el espesor de 20.17 cm y 15 cm de base.

ESFUERZOS MAXIMOS DISEÑO 2 ITERACIÓN 1			
EJE SIMPLE			
	BORDE	CENTRO	ESQUINA
Fondo (tensión)	1.14	1.11	1.17
Superficie (compresión)	-1.55	-1.53	-1.65
EJE DUAL			
Fondo (tensión)	1.48	1.28	1.48
Superficie (compresión)	-2.05	-1.70	-2.08
EJE TANDEM			
Fondo (tensión)	1.29	1.16	1.31
Superficie (compresión)	-2.05	-1.79	-2.17
EJE TRIDEM			
Fondo (tensión)	1.21	1.13	1.18
Superficie (compresión)	-1.65	-1.76	-1.90

Tabla 4.31. Resumen de esfuerzos evaluados en la primera iteración

La deflexión máxima se da justamente en el máximo mayor de esfuerzo en la condición de carga en eje dual y en el eje tándem en esquina ver Tabla 4.32.

DEFORMACION MAXIMA	
EJE	ESQUINA
(TANDEM) Superficie (compresión)	0.777
(DUAL) Fondo (tensión)	0.592

Tabla 4.32. Deformación máxima de la primera iteración.

❖ ANÁLISIS DE DETERIOROS.

A continuación, en la Tabla 4.33. se presentan los datos generales de entrada utilizados para realizar el análisis de daño.

DATOS GENERALES DE ENTRADA PARA EL DISEÑO 1	
Parámetro	Dato
Análisis a Edad Temprana	
Confiabilidad	60 %
Espesor de Losa	22 cm
Espesor de Base	15 cm
Ancho	1.80 m.
Espacio entre juntas transversales	2.00 m.
Tipo de cemento	Tipo III
Tipo de agregado	Basalto
Cantidad de cenizavolante	< que el 7%
Tipo de esfuerzo	Flexión al tercio medio
Módulo de ruptura	3.4 MPa (494 psi)
Temperatura inicial	9.5 °C
Temperatura inicial entre capa superior e inferior	11.5 °C
Método de curado	Rociado de curador liquido
Edad de aplicación de curado	1 hora
Esfuerzo de apertura al tráfico (80% del Mr)	2.72 MPa
Tipo de esfuerzo	Flexión al tercio medio

Temperatura	Temperatura ambiente promedio registradas durante 3 días.
Análisis a un determinado tiempo	
Período de diseño	12 años
IRI inicial	2.5
Escalonamiento	3 mm
Fisuras transversales	5 %
Fisuras longitudinales	5 %
Máximo IRI permisible	5.5
Serviciabilidad	2.0
Esal's de Diseño	87,476

Tabla 4.33. Datos de entrada para el análisis de deterioros de la primera iteración.

Fuente: Propia.

En la Figura 4.80 se puede observar el análisis a edad temprana de la primera iteración para la configuración de losas cortas.

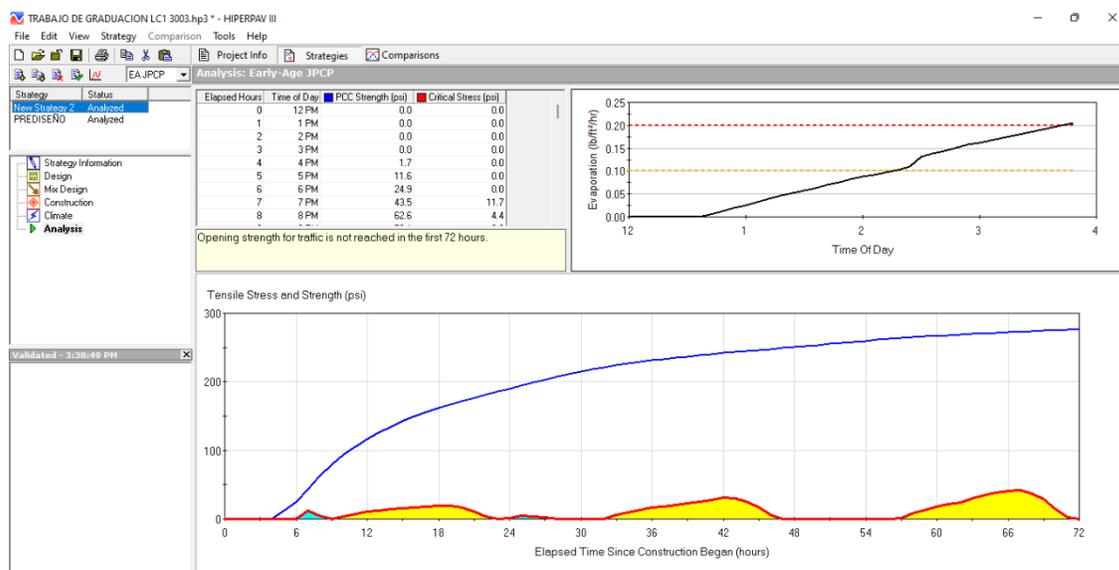


Figura 4.80. Análisis de deterioros a edad temprana para la primera iteración del diseño 2 losas cortas.

Fuente: Propia.

- ❖ **Análisis de escalonamiento** en juntas del pavimento, donde claramente se puede observar que en el pavimento que no pasa de 1.5 mm de

escalonamiento al final de su período de diseño, sin llegar al máximo permisible de 3 mm (Ver Figura 4.81).

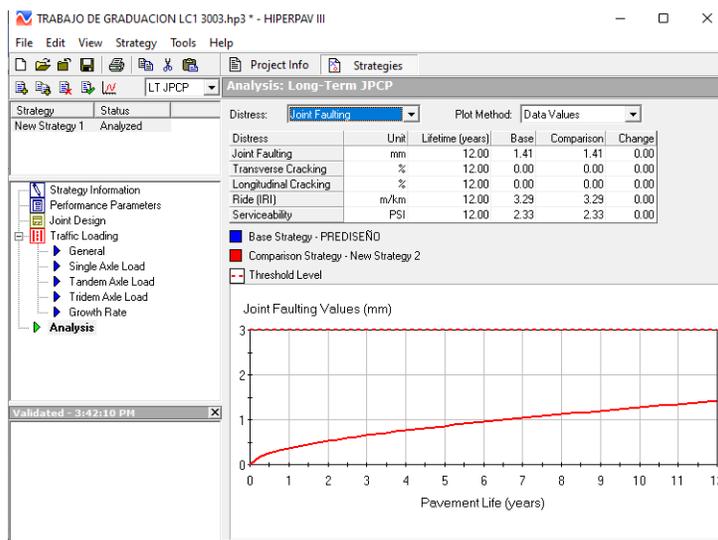


Figura 4.81. Análisis de deterioro: Escalonamiento. Fuente: Propia.

❖ **Análisis de agrietamiento transversal** donde el pavimento no se agrietará a lo largo del periodo de diseño (Ver Figura 4.82).

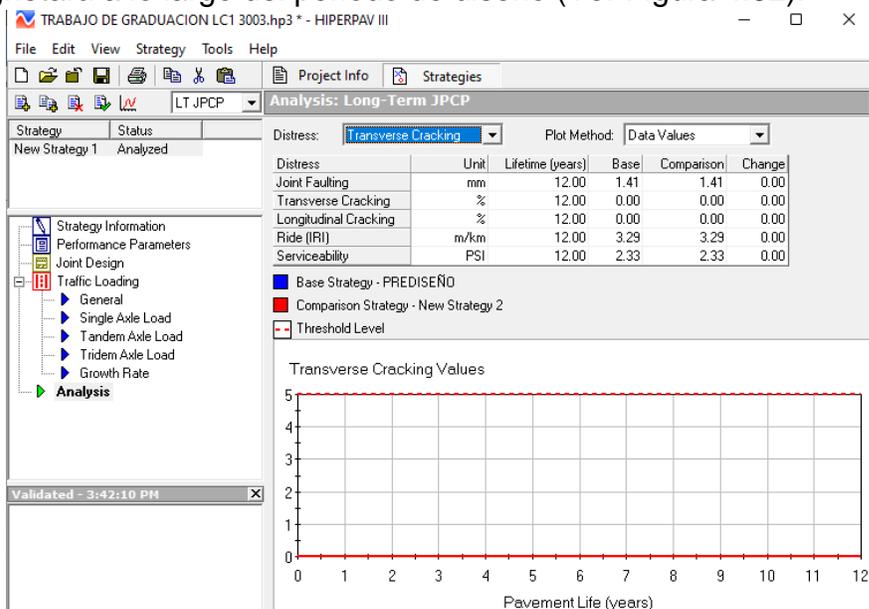


Figura 4.82. Análisis de deterioro: Agrietamiento transversal. Fuente: Propia.

- ❖ **Análisis de agrietamiento longitudinal**, el pavimento no se agrietará (Ver Figura 4.83).

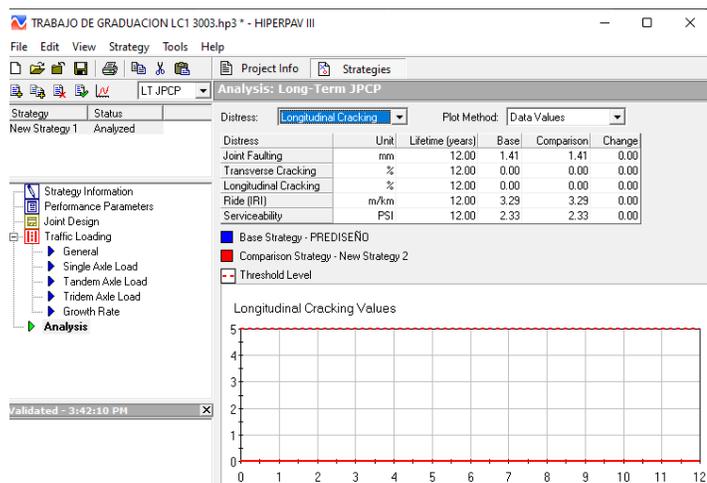


Figura 4.83. Análisis de deterioro: Agrietamiento longitudinal. Fuente: Propia.

- ❖ **Análisis del IRI** es aceptable ya que no sobrepasa el límite (Ver Figura 4.84).

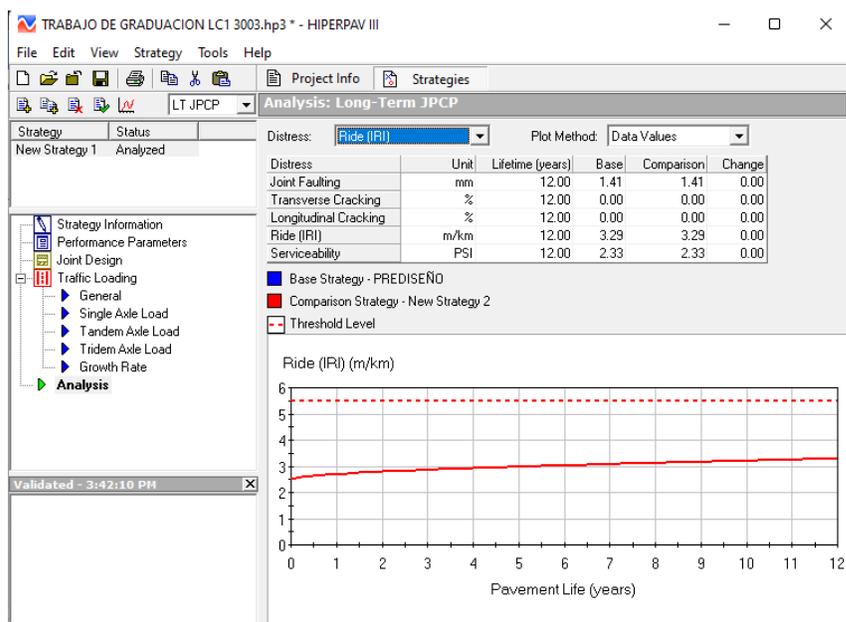


Figura 4.84. Análisis de deterioro: IRI. Fuente: Propia.

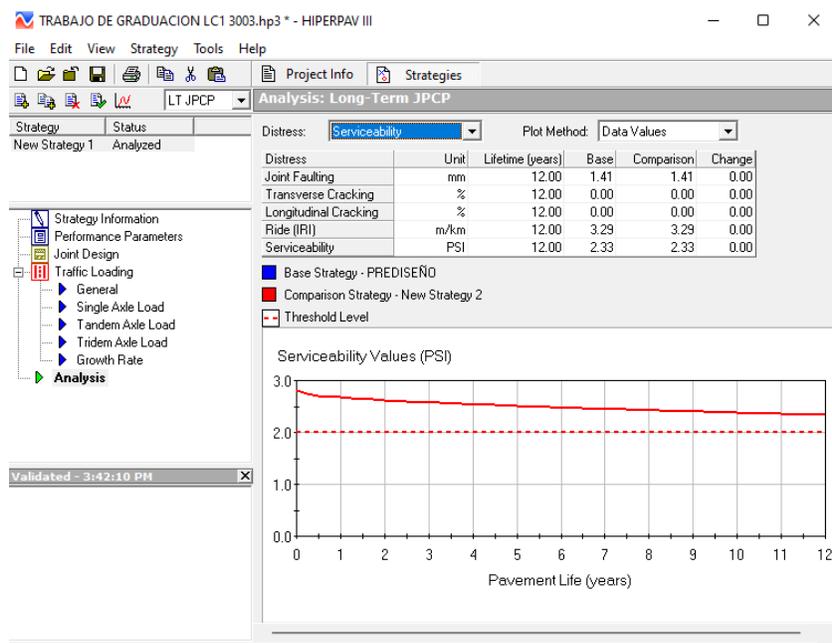


Figura 4.85. Análisis de deterioro: Servicialidad. Fuente: Propia.

➤ CONCLUSIÓN.

El prediseño inicial realizado a través de WinPas12 ofreció un espesor de losa de 20.17 cm y una subbase estabilizada con cemento de 15 cm. Al realizar el análisis de esfuerzos para las condiciones de carga con una configuración de losas cortas anteriormente mencionadas se encontraron esfuerzos máximos a compresión del 64 % del Módulo de Ruptura y 44% del Módulo de Ruptura el esfuerzo máximo a tensión.

Por otro lado, el análisis de deterioros para el período de diseño del pavimento otorgó resultados positivos del pavimento donde todos los valores están dentro del rango permitido.

Por lo tanto, dado que para el diseño con 20.17 cm de espesor de losa propuesto, el análisis de deterioros satisface las expectativas se prevé efectuar un proceso comparativo con un espesor menor, a fin de verificar estos resultados y optimizar el espesor de la losa diseñada siempre tomando un factor de seguridad del 70% del Módulo de ruptura y se comienza el proceso iterativo evaluando distintos espesores de losa hasta encontrar un espesor cuyos esfuerzos sean iguales o menores al factor de seguridad requerido.

4.3.2.5 Iteración 2.

Para hacer una mejor verificación y tratar de optimizar la estructura del pavimento, se realiza una nueva prueba, con los mismos datos de diseño, pero variando el espesor de losa, esta nueva propuesta tiene 19 cm de espesor.

❖ ANÁLISIS DE ESFUERZOS.

Para el espesor de losa de 19 cm se realiza el mismo proceso para el ingreso de datos con la excepción de las dovelas que para este espesor la estructura no las necesita.

En la Tabla 4.34 se presenta el resumen de resultados de los esfuerzos que más influyen en la losa para el espesor de 19 cm y 15 cm de base .

ESFUERZOS MAXIMOS DISEÑO 2 ITERACIÓN 2			
EJE SIMPLE			
	BORDE	CENTRO	ESQUINA
Fondo (tensión)	1.24	1.18	1.24
Superficie (compresión)	-1.59	-1.62	-1.73
EJE DUAL			
Fondo (tensión)	1.56	1.36	1.57
Superficie (compresión)	-2.20	-1.80	-2.29
EJE TANDEM			
Fondo (tensión)	1.37	1.24	1.40
Superficie (compresión)	-2.13	-1.89	-2.24
EJE TRIDEM			
Fondo (tensión)	1.28	1.20	1.28
Superficie (compresión)	-1.73	-1.70	-1.73

Tabla 4.34. Resumen de esfuerzos evaluados en la segunda iteración.

La deflexión máxima se da justamente en el máximo mayor de esfuerzo en la condición de carga en eje dual en el la condición esquina ver Tabla 4.35.

DEFORMACION MAXIMA	
EJE DUAL	ESQUINA
Superficie (compresión)	0.783
Fondo (tensión)	0.592

Tabla 4.35. Deformación máxima de la segunda iteración.

❖ ANÁLISIS DE DETERIOROS.

Se hace el análisis de deterioros para los datos de la iteración 2 manteniendo todos los valores de la Tabla 4.33, solo cambia el valor del espesor de la losa de 19 cm.

En la Figura 4.86 se puede observar el análisis a edad temprana de la segunda iteración.

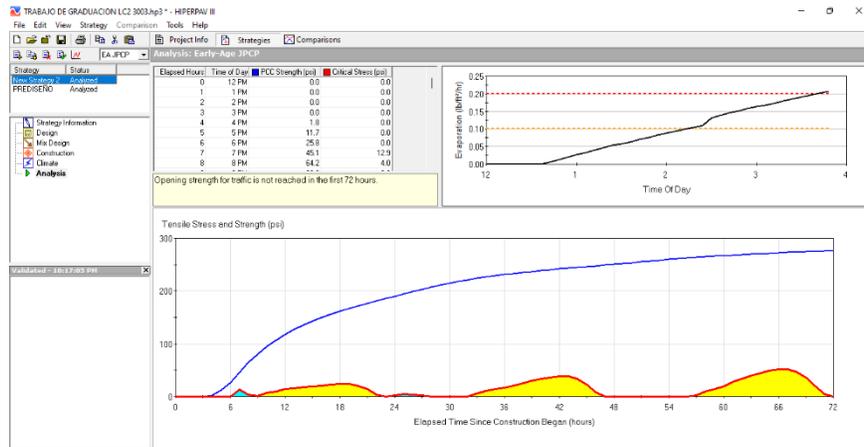


Figura 4.86. Análisis de deterioros a edad temprana para la segunda iteración del diseño 2 losas cortas. Fuente: Propia.

❖ **Análisis de escalonamiento** en juntas del pavimento, donde claramente se puede observar que en el pavimento no llega al máximo permisible de 3 mm (Ver Figura 4.87).

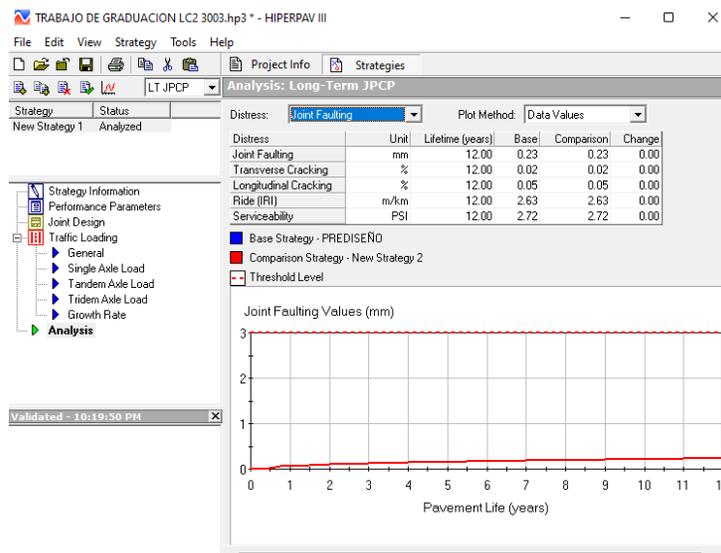


Figura 4.87. Análisis de deterioro: Escalonamiento. Fuente: Propia.

- ❖ **Análisis de agrietamiento transversal** donde el pavimento no se agrietará a lo largo del periodo de diseño (Ver Figura 4.88).

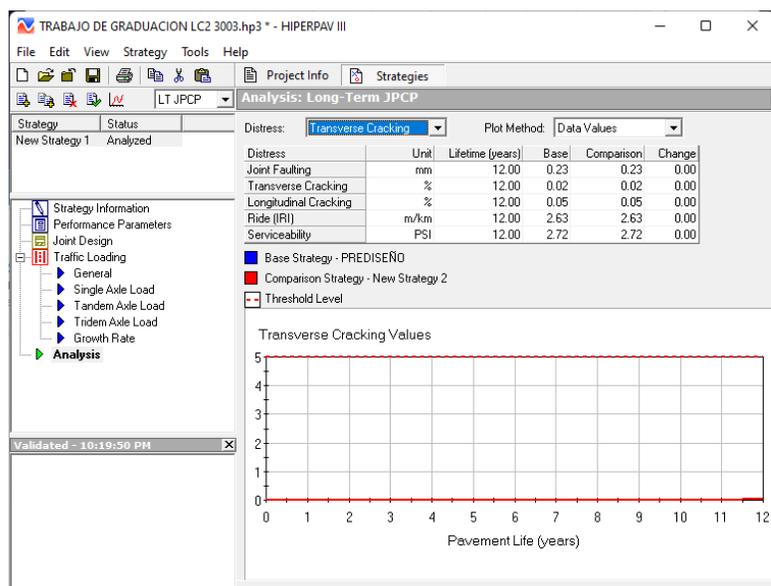


Figura 4.88. Análisis de deterioro: Agrietamiento transversal. Fuente: Propia.

- ❖ **Análisis de agrietamiento longitudinal**, el pavimento no se agrietará (Ver Figura 4.89).

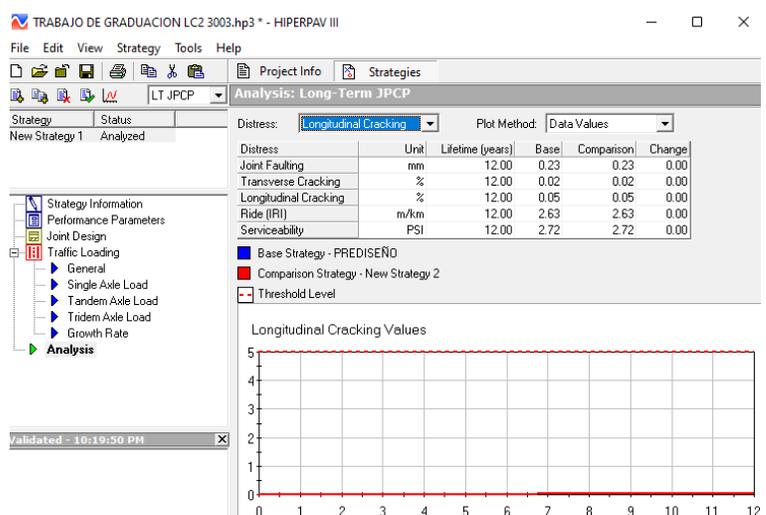


Figura 4.89. Análisis de deterioro: Agrietamiento longitudinal. Fuente: Propia.

- ❖ **Análisis del IRI** es aceptable ya que no sobrepasa el límite (Ver Figura 4.90).

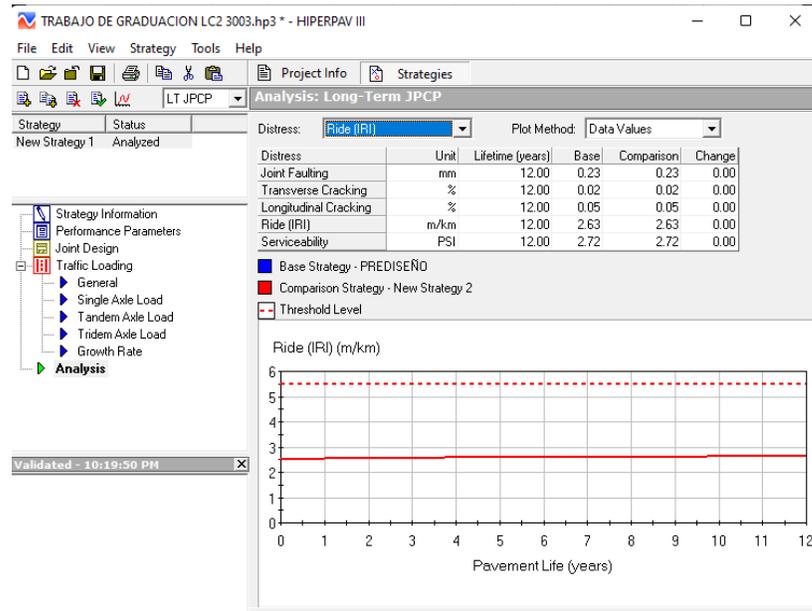


Figura 4.90. Análisis de deterioro: IRI. Fuente: Propia.

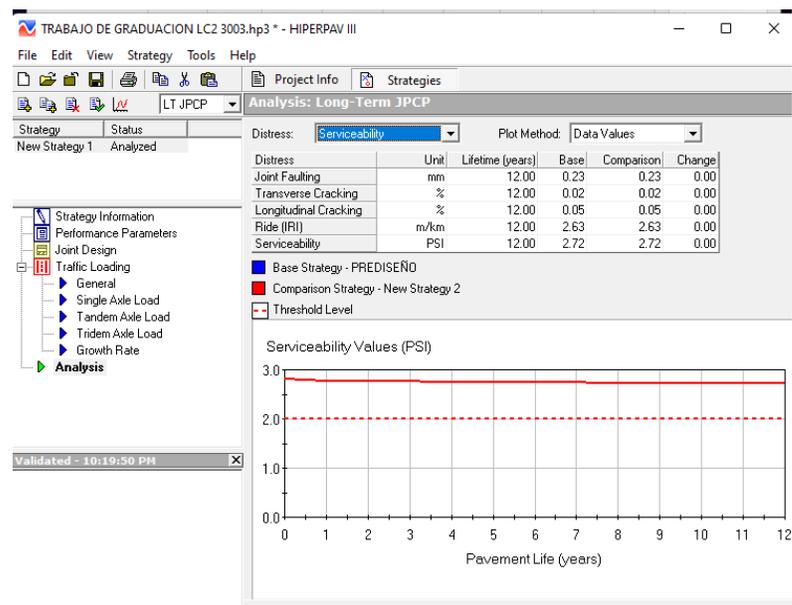


Figura 4.91. Análisis de deterioro: Servicialidad. Fuente: Propia.

➤ **CONCLUSIÓN.**

Al realizar el análisis de esfuerzos para la segunda iteración para las condiciones de carga del diseño 2 con la configuración de losas cortas anteriormente mencionadas se encontraron esfuerzos máximos a tensión del 46 % del Módulo de Ruptura y del 67% del Módulo de Ruptura el esfuerzo máximo a compresión.

Por otro lado, el análisis de deterioros para el período de diseño del pavimento otorgo resultados positivos del pavimento donde todos los valores están dentro del rango permitido.

Por lo tanto, dado que para el diseño con 19 cm de espesor de losa propuesto y 15 cm de base estabilizada con cemento el análisis de deterioros y el análisis de esfuerzos efectuados satisface las expectativas en cumplimiento con los parámetros otorgando una estructura de pavimento viable y optimizada durante todo el período de diseño, por lo que el diseño se da por aceptado.

4.3.2.6 Iteración 3.

Para hacer una mejor verificación y tratar de optimizar la estructura del pavimento, se realiza una nueva prueba, con los mismos datos de diseño, pero variando el espesor de losa, esta nueva propuesta tiene 18 cm de espesor.

❖ **ANÁLISIS DE ESFUERZOS.**

Para el espesor de losa de 18 cm se realiza el mismo proceso para el ingreso de datos con la excepción de las dovelas que para este espesor la estructura no las necesita. En la Tabla 4.36 se presenta el resumen de resultados de los esfuerzos que más influyen en la losa para el espesor de 18 cm y 15 cm de base .

ESFUERZOS MAXIMOS DISEÑO 2 ITERACIÓN 3			
EJE SIMPLE			
	BORDE	CENTRO	ESQUINA
Fondo (tensión)	1.30	1.25	1.30
Superficie (compresión)	-1.80	-1.73	-1.80
EJE DUAL			
Fondo (tensión)	1.46	1.44	1.65
Superficie (compresión)	-1.88	-1.98	-2.43
EJE TANDEM			
Fondo (tensión)	1.45	1.32	1.47
Superficie (compresión)	-2.19	-1.97	-2.28
EJE TRIDEM			
Fondo (tensión)	1.34	1.26	1.34
Superficie (compresión)	-1.78	-1.77	-1.78

Tabla 4.36. Resumen de esfuerzos evaluados en la tercera iteración.

La deflexión máxima se da justamente en el máximo mayor de esfuerzo en la condición de carga en eje dual en el la condición esquina ver Tabla 4.37.

DEFORMACION MAXIMA	
EJE DUAL	ESQUINA
Superficie (compresión)	0.790
Fondo (tensión)	0.594

Tabla 4.37. Deformación máxima de la tercera iteración.

❖ ANÁLISIS DE DETERIOROS.

Se hace el análisis de deterioros para los datos de la iteración 3 manteniendo todos los valores de la Tabla 4.33, solo cambia el valor del espesor de la losa de 18 cm.

En la Figura 4.92 se puede observar el análisis a edad temprana de la tercera iteración.

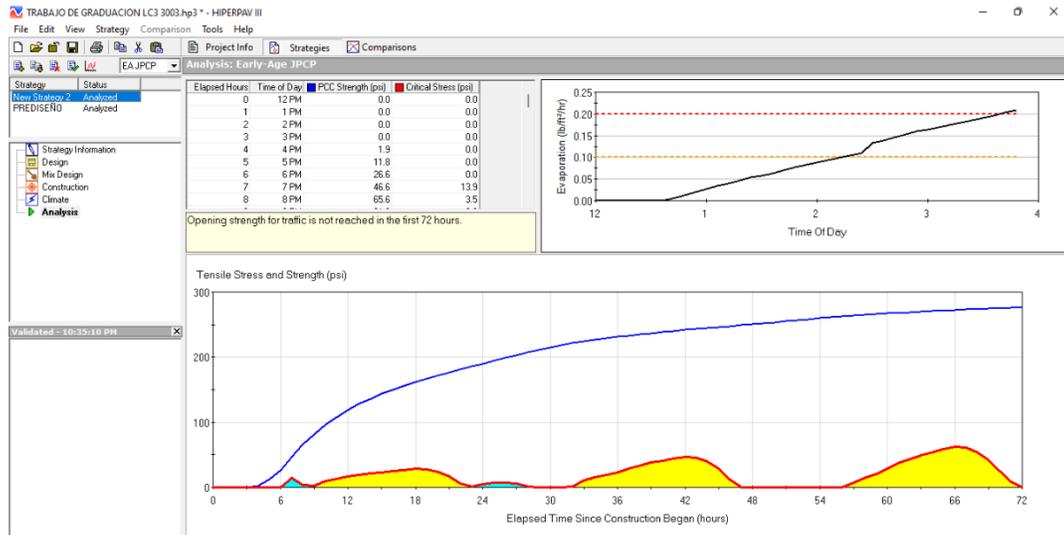


Figura 4.92. Análisis de deterioros a edad temprana para la tercera iteración del diseño 2 losas cortas. Fuente: Propia.

- ❖ **Análisis de escalonamiento** en juntas del pavimento, donde claramente se puede observar que en el pavimento no llega al máximo permisible de 3 mm (Ver Figura 4.93).

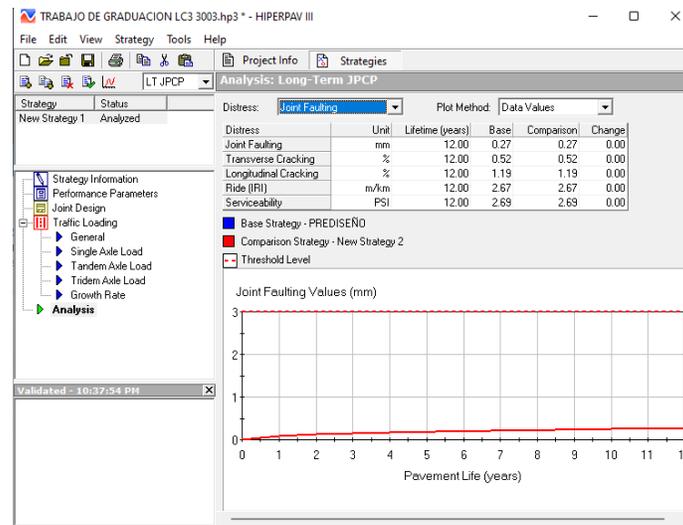


Figura 4.93. Análisis de deterioro: Escalonamiento. Fuente: Propia.

- ❖ **Análisis de agrietamiento transversal** donde el pavimento no se agrietará a lo largo del periodo de diseño (Ver Figura 4.94).

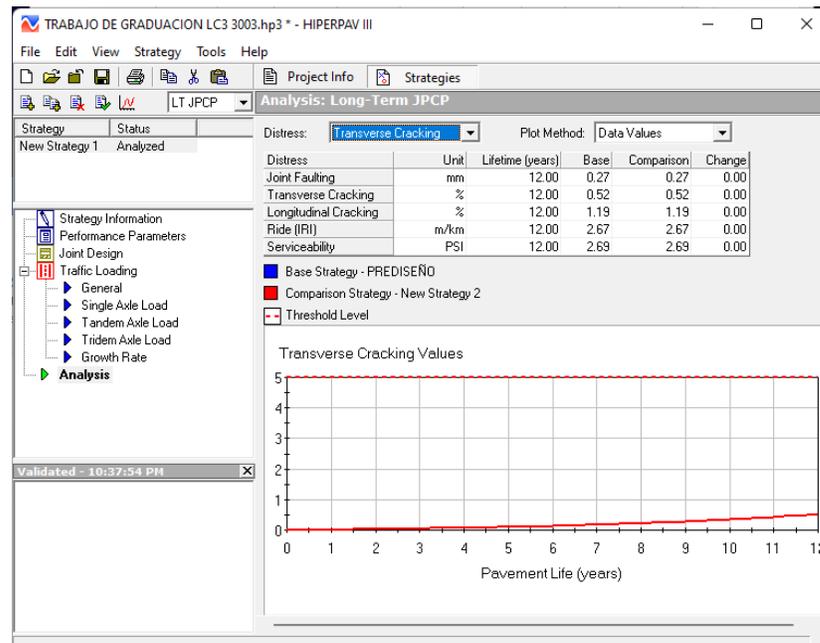


Figura 4.94. Análisis de deterioro: Agrietamiento transversal. Fuente: Propia.

- ❖ **Análisis de agrietamiento longitudinal**, el pavimento no pasara del agrietamiento máximo permisible durante su periodo de diseño (Ver Figura 4.95).

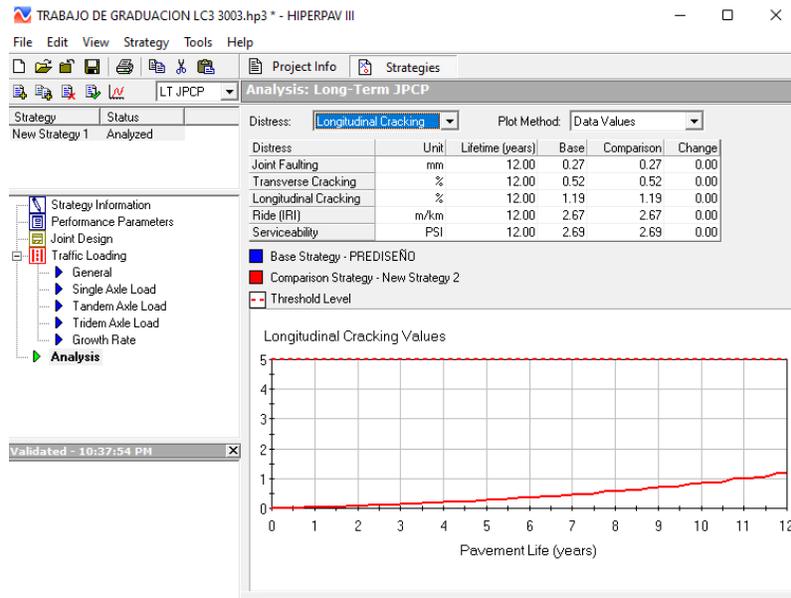


Figura 4.95. Análisis de deterioro: Agrietamiento longitudinal. Fuente: Propia.

- ❖ **Análisis del IRI** es aceptable ya que no sobrepasa el límite (Ver Figura 4.96).

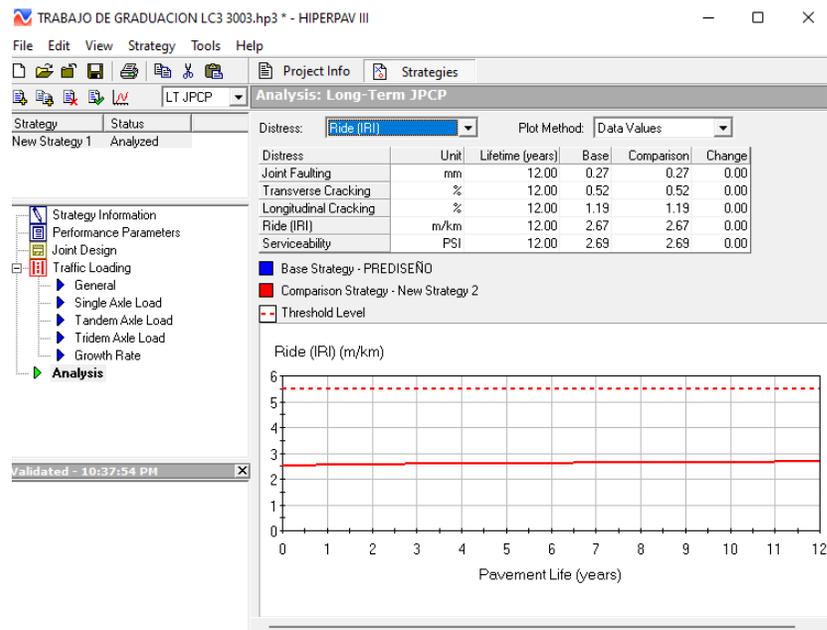


Figura 4.96. Análisis de deterioro: IRI. Fuente: Propia.

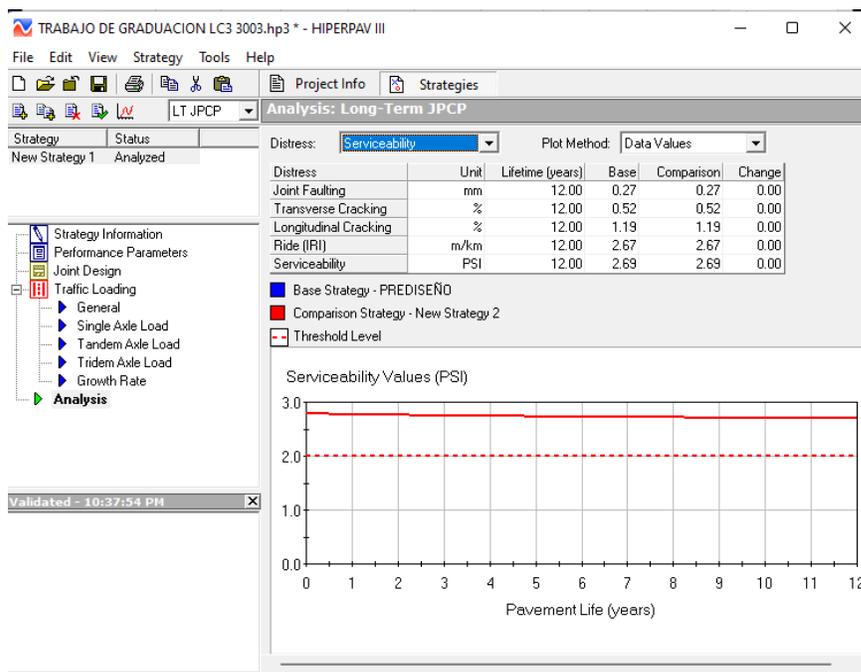


Figura 4.97. Análisis de deterioro: Servicialidad. Fuente: Propia.

➤ CONCLUSIÓN.

Al realizar el análisis de esfuerzos para la tercera iteración para las condiciones de carga del diseño 2 con la configuración de losas cortas anteriormente mencionadas se encontraron esfuerzos máximos a tensión del 48 % del Módulo de Ruptura y del 71% del Módulo de Ruptura el esfuerzo máximo a compresión.

Por otro lado, el análisis de deterioros para el período de diseño del pavimento otorgo resultados positivos del pavimento donde todos los valores están dentro del rango permitido.

Por lo tanto, dado que para el diseño con 18 cm de espesor de losa propuesto y 15 cm de base estabilizada con cemento el análisis de deterioros cumple y el

análisis de esfuerzos efectuados a pesar de sobrepasar el esfuerzo máximo a considerar del 70% se puede dar por aceptado dado que no hay una diferencia considerable del rango máximo por lo tanto el diseño propuesto satisface las expectativas en cumplimiento con los parámetros otorgando una estructura de pavimento viable y optimizada durante todo el período de diseño, por lo que el diseño se da por aceptado.

4.3.2.7 Resumen de Resultados de diseño 2 con Losas Cortas.

No. ITERACIÓN	ESPELOR DE LOSA (cm)	ESPELOR DE BASE (cm)	CUMPLIMIENTO DE LA EVALUACIÓN DE ESFUERZOS EverFE	CUMPLIMIENTO DE LA EVALUACIÓN DE DETERIOROS HiperPAV III.	DISEÑO	
					ACEPTADO	RECHAZADO
1	20.17	15	SI	SI	X	
2	19	15	SI	SI	X	
3	18	15	SI	SI	X	

Tabla 4.38. Resumen de resultados de alternativa de diseño 2 con losas cortas.

4.4 ANÁLISIS COMPARATIVO.

4.4.1 DISEÑO 1.

Para el diseño 1 se utilizaron los parámetros utilizados con mayor frecuencia en nuestro país, tomando como período de diseño 20 años, para ello se realizó el prediseño por el software WinPas 12, el análisis de esfuerzos por el EverFe 2.24 y el análisis de deterioros por el HIPERPAV III. Esto con el fin de verificar las diferentes propuestas de diseño que puedan garantizar una estructura viable del pavimento durante todo el período de vida útil del pavimento.

Para ellos se trabajó con dos soluciones posibles para verificación la primera trabajando con una configuración de losas largas donde el ancho de la losa era el mismo ancho del carril del diseño y cada losa tendría una longitud de 4 m, entre juntas y la segunda solución tomando como base la teoría de Covarrubias que plantea que al optimizar el tamaño de la losa se puede reducir de manera considerable el espesor de esta dado que la geometría de los ejes de los camiones que transitaran sobre la estructura a diseñar generaran un menor brazo de palanca y a su vez someterán a un menor esfuerzo a la losa con dimensiones para este tipo de losas de la 1.80 m de ancho x 2.00 m de longitud.

A continuación, se presenta el resumen de la comparación de resultados de ambas soluciones.

RESULTADO DEL PREDISEÑO CON AASHTO 93								
DISEÑO	Período de diseño (años)	Espesor de base (cm)	Número total de Esal's	Tipo de base	K (MPa/m)	Mr (MPa)	E (MPa)	Espesor de losa (cm)
1	20	15	2,062,005	Estabilizada con cemento	59	3.4	23,442.2	22

Tabla 4.39. Resultado del prediseño para el diseño 1.

Fuente: Propia.

RESULTADOS DE ANALISIS DE ESFUERZOS.										
SOLUCIÓN LOSAS LARGAS										
DISEÑO	Espesor de la losa (cm)	Espesor de la base (cm)	Tipo de base	Mr (MPa)	Condición crítica	Esfuerzos Máximos				% Mr de comparación
						EJE				
						Fondo (Tensión) MPa	% del Mr	Superficie (Compresión) MPa	% del Mr	
1	25	15	Estabilizada con Cemento	3.4	BORDE	EJE DUAL				70 %
						1.62	48%	-2.18	65%	
SOLUCIÓN LOSAS CORTAS										
1	22	15	Estabilizada con Cemento	3.4	ESQUINA	EJE DUAL				70%
						1.28	38%	-1.68	51%	
1	19	15	Estabilizada con Cemento	3.4	ESQUINA	EJE DUAL				70%
						1.57	46%	-2.28	67%	

Tabla 4.40. Resultados comparativos del análisis de esfuerzos para el diseño 1.

Fuente: Propia.

RESULTADO DE ANALISIS DE DETERIOROS									
DISEÑO	Espesor de losa (cm)	Espesor de base (cm)	Tipo de Base	Mr (MPa)	Escalonamiento (< 3 mm)	Agrietamiento transversal (< 5%)	Agrietamiento longitudinal (<5%)	IRI (2.5 ≥ IRI ≤ 5.5) (m/km)	Serviciabilidad (2 ≥ Serviciabilidad ≤ 5) (PSI)
SOLUCIÓN LOSA LARGA									
1	25	15	Estabilizada con Cemento	3.4	1.58	0.00 %	0.00 %	2.93	2.54
SOLUCIÓN LOSAS CORTAS									
1	22	15	Estabilizada con Cemento	3.4	1.81	0.00 %	0.00 %	3.41	2.50
	19	15	Estabilizada con Cemento	3.4	0.65	0.09	0.17	2.68	2.69

Tabla 4.41. Resultados comparativos del análisis de deterioro para el diseño 2.

Fuente: Propia.

En conclusión, luego de analizar los resultados viables de ambas alternativas se tiene que para un período de diseño de 20 años al evaluar la solución con losas largas se logra observar que el espesor de la losa de concreto que proporcionara una estructura viable fue el de 25 cm con una base estabilizada con cemento de 15 cm de espesor dando resultados cercanos al valor límite de porcentaje de esfuerzo máximo sin pasar del límite de igual forma sucede con el análisis de deterioros a largo plazo los resultados dan dentro de los rangos sin pasar de los máximos permitidos, además se puede observar que el programa presenta la evaluación del IRI al final del periodo de diseño de la estructura diseñada de 2.54 m/km el cual es evaluado con una condición de conducción cómoda del usuario el cual puede sentir algunos moderados y al final de su periodo de diseño el pavimento podría tener algunos baches y grietas pero continuara siendo un camino transitable, esto concuerda con el dato de la serviciabilidad resultado del análisis, pero siendo este un diseño para un camino de bajo tránsito se considera que el espesor de la losa resultante para esta solución es demasiado alto y este a su vez no sería un diseño completamente viable al hablar en términos económicos al momento de realizar la construcción.

Al evaluar los resultados con la solución de losas cortas el análisis nos otorga dos posibles espesores de estructuras viables un espesor de 22 cm y otro de 19 cm ambos con una base estabilizada con cemento de 15 cm, ambas estructuras cumplen con los resultados de análisis de esfuerzos , esto se verifica para ambos

espesores posibles con el análisis de deterioros a largo tiempo el cual verifica que las estructuras con espesores propuestos cumplirán con los valores quedando por debajo de los valores límites y de los valores resultantes de la solución con losas largas además los valores resultantes de IRI y serviciabilidad verifican que al final de su periodo de diseño las estructuras propuestas seguirán siendo caminos transitables para el usuario con algunos deterioros que no se consideraran severos.

Por lo tanto, se concluye que la solución más viable para el diseño de una estructura para caminos de bajo tránsito a considerar es la solución de 19 cm de losa de concreto con 15 cm de base estabilizada con cemento con la configuración de losas cortas, dado que se comprueba la teoría de Covarrubias y este proporciona una estructura más optimizada que cumple con todos los parámetros de aceptación del diseño durante todo el periodo de vida útil de este.

4.4.2 DISEÑO 2.

Para el diseño 2 se utilizaron los parámetros dados por la Guía de diseño simplificada para el diseño de pavimentos de bajo tránsito de Costa Rica. Tomando como período de diseño 12 años, para ello se realizó el prediseño por el software WinPass 12, el análisis de esfuerzos por el EverFE 2.24 y el análisis de deterioros por el HIPERPAV III. Esto con el fin de verificar las diferentes

propuestas de diseño que puedan garantizar una estructura viable del pavimento durante todo el período de vida útil del pavimento.

Para ellos se trabajó al igual que con el diseño 1 con dos soluciones posibles para verificación la primera trabajando con una configuración de losas largas donde el ancho de la losa era el mismo ancho del carril del diseño y cada losa tendría una longitud de 4 m, entre juntas y la segunda solución tomando como base la teoría de Covarrubias que plantea que al optimizar el tamaño de la losa se puede reducir de manera considerable el espesor de esta dado que la geometría de los ejes de los camiones que transitaran sobre la estructura a diseñar generaran un menor brazo de palanca y a su vez someterán a un menor esfuerzo a la losa con dimensiones para este tipo de losas de la 1.80 m de ancho x 2.00 m de longitud..

A continuación, se presenta el resumen de la comparación de resultados de ambas soluciones.

RESULTADO DEL PREDISEÑO CON AASHTO 93								
DISEÑO	Período de diseño (años)	Espesor de base (cm)	Número total de ESAL's	Tipo de base	K (MPa/m)	Mr (MPa)	E (MPa)	Espesor de losa (cm)
2	12	15	1,173,231	Estabilizada con cemento	59	3.4	23,442.2	20.17

Tabla 4.42. Resultado del prediseño para el diseño 2.

Fuente: Propia.

RESULTADOS DE ANALISIS DE ESFUERZOS.										
SOLUCIÓN LOSAS LARGAS										
DISEÑO	Espesor de la losa (cm)	Espesor de la base (cm)	Tipo de base	Mr (MPa)	Condición crítica	Esfuerzos Máximos				% Mr de comparación
						EJE				
						Fondo (Tensión) MPa	% del Mr	Superficie (Compresión) MPa	% del Mr	
2	22	15	Estabilizada con Cemento	3.4	BORDE	1.75	51%	-2.34	69%	70 %
SOLUCIÓN LOSAS CORTAS										
2	19	15	Estabilizada con Cemento	3.4	ESQUINA	1.57	46%	-2.29	67%	70%
	18	15	Estabilizada con Cemento	3.4	ESQUINA	1.65	48%	-2.43	71%	70%

Tabla 4.43. Resultados comparativos del análisis de esfuerzos para el diseño 2.

Fuente: Propia.

RESULTADO DE ANALISIS DE DETERIOROS									
DISEÑO	Espesor de losa (cm)	Espesor de base (cm)	Tipo de Base	Mr (MPa)	Escalonamiento (< 3 mm)	Agrietamiento transversal (< 5%)	Agrietamiento longitudinal (<5%)	IRI (2.5 ≥ IRI ≤ 5.5) (m/km)	Serviciabilidad (2≥Serviciabilidad ≤ 5) (PSI)
SOLUCIÓN LOSA LARGA									
2	22	15	Estabilizada con Cemento	3.4	1.28	3.12 %	0.09 %	2.90	2.55
SOLUCIÓN LOSAS CORTAS									
2	19	15	Estabilizada con Cemento	3.4	0.23	0.02%	0.05%	2.63	2.72
	18	15	Estabilizada con Cemento	3.4	0.27	0.52%	1.19%	2.67	2.69

Tabla 4.44. Resultados comparativos del análisis de deterioro para el diseño 2.

Fuente: Propia.

En conclusión, luego de analizar los resultados viables de ambas alternativas se tiene que para un período de diseño de 12 años al evaluar la solución con losas largas se logra observar que el espesor de la losa de concreto que proporcionara una estructura viable fue el de 22 cm con una base estabilizada con cemento de 15 cm de espesor dando resultados cercanos al valor límite de porcentaje de esfuerzo máximo sin pasar del límite de igual forma sucede con el análisis de deterioros a largo plazo los resultados dan dentro de los rangos sin pasar de los máximos permitidos, además se puede observar que el programa presenta la evaluación del IRI al final del periodo de diseño de la estructura diseñada de 2.90 m/km el cual es evaluado con una condición de conducción cómoda del usuario el cual puede sentir algunos moderados y al final de su periodo de diseño el pavimento podría tener algunos baches y grietas pero continuara siendo un camino transitable, esto concuerda con el dato de la serviciabilidad resultado del análisis.

Al evaluar los resultados con la solución de losas cortas el análisis nos otorga dos posibles espesores de estructuras viables un espesor de 19 cm y otro de 18 cm ambos con una base estabilizada con cemento de 15 cm, ambas estructuras cumplen con los resultados de análisis de esfuerzos, aunque el espesor de 18 cm este por un poco arriba del porcentaje de esfuerzo máximo este se a tomado en consideración dado que la diferencia no es considerable y se puede asumir que la estructura soportara dichas cargas de manera eficiente a lo largo de su

periodo de diseño, esto se verifica para ambos espesores posibles con el análisis de deterioros a largo tiempo el cual verifica que las estructuras con espesores propuestos cumplirán con los valores quedando muy por debajo de los valores límites y de los valores resultantes de la solución con losas largas además los valores resultantes de IRI y serviciabilidad verifican que al final de su periodo de diseño las estructuras propuestas seguirán siendo caminos transitables para el usuario con algunos deterioros que no se consideraran severos.

Por lo tanto, se concluye que la solución más viable para el diseño de una estructura para caminos de bajo tránsito a considerar es la solución de 19 cm de losa de concreto con 15 cm de base estabilizada con cemento con la configuración de losas cortas, dado que se comprueba la teoría de Covarrubias y este proporciona una estructura más optimizada que cumple con todos los parámetros de aceptación del diseño durante todo el periodo de vida útil de este.

**CAPÍTULO 5
PROCESOS
CONSTRUCTIVOS
PARA COLOCACIÓN
DE CONCRETOS
RÍGIDOS EN VÍAS DE
BAJA INTENSIDAD DE
TRÁNSITO.**



A. Preliminares

Dentro de estas actividades se encuentran aquellas necesarias para empezar la ejecución de la obra.

1. Localización y replanteo

Para el caso de obras de pavimentos, se refiere a la localización planimetría y altimétrica, con sus respectivas referencias y puntos de control topográficos, de

toda la zona que será intervenida con el proyecto de pavimentación, que servirá de soporte para la ejecución de las obras.

Esta actividad se debe realizar antes de iniciar las demoliciones y excavaciones, y comprende actividades tales como: Ubicación inicial y referenciación, en planta y perfil, de los inmuebles; así como la ubicación y referenciación, en planta y perfil de todo el terreno a intervenir.

2. Cerramiento y señalización

Corresponde a la actividad para aislar el lugar de los trabajos de las zonas aledañas, mediante cerramientos provisionales. Se proveerán accesos para el tránsito de vehículos y peatones, provistos de los elementos que garanticen el aislamiento y seguridad durante las obras. En caso de bloquear accesos a predios o garajes se deberá considerar los espacios para accesos temporales o a través de concertación con la comunidad determinar sitios de estacionamientos temporales.

3. Demolición y remoción

En caso de ser requerido, este trabajo consiste en la demolición total o parcial de estructuras o edificaciones existentes en las zonas que indiquen los documentos del proyecto, y la remoción, cargue, transporte, descargue y disposición final de los materiales provenientes de la demolición.

Así mismo, esta actividad también incluye el retiro, cambio, restauración o protección de las instalaciones de los servicios públicos y privados que se vean afectados por las obras del proyecto, así como el manejo, desmontaje, traslado y el almacenamiento de estructuras existentes; la remoción de cercas de alambre, de especies vegetales y otros obstáculos.

Además de ejecutarlas de acuerdo con las normas vigentes de seguridad, se deberán realizar todas las acciones preventivas necesarias para evitar accidentes de las personas que tengan incidencia directa con la obra.

4. Excavación y retiro

Se refiere a la nivelación y remoción de materiales varios que son necesarios para la construcción de las obras de construcción del pavimento y que son realizadas de acuerdo con lo indicado en los planos constructivos.

Se escarificarán en el espesor y hasta la cota determinada en el diseño y se retirarán, transportarán, depositarán y conformarán en los sitios destinados para disposición de sobrantes o desechos. Se debe tener especial cuidado con las redes de acueducto, alcantarillado, energía, gas, entre otras

B. Construcción pavimento rígido

Está compuesta por las actividades necesarias para la construcción del pavimento rígido

5. Conformación de la calzada existente

Es necesario verificar la calidad de los materiales que van a servir como fundación de las obras a proyectar. Específicamente se debe determinar el CBR y el módulo de reacción del material o capa que va a funcionar como subrasante para usar como determinación de la calidad de la misma.

6. Extendida y compactación de material seleccionado

Se refiere a la selección, transporte, disposición, conformación y compactación mecánica, de los Materiales establecidos en el diseño como base granular para la realización del relleno, de acuerdo a los planos de topografía y al diseño del pavimento.

El material de relleno no se descargará hasta que se compruebe que la superficie sobre la cual se va a apoyar tenga las cotas indicadas en los planos. En caso de que sea necesario humedecer o airear el material para lograr la humedad de compactación, el Constructor empleará el equipo adecuado y aprobado, de manera que no perjudique la capa subyacente y deje una humedad uniforme en el material.

Una vez que el material tenga la humedad apropiada y esté conformado debidamente, se compactará con el equipo aprobado hasta lograr la densidad especificada. Aquellas zonas que, por su reducida extensión, su pendiente o su proximidad a obras de arte no permitan la utilización del equipo que normalmente se utiliza, se compactarán por los medios adecuados para el caso, en forma tal que las densidades que se alcancen, no sean inferiores a las obtenidas en el resto de la capa.

7. Construcción de placa en concreto hidráulico

Este trabajo consiste en la elaboración, transporte, colocación y vibrado de una mezcla de concreto hidráulico como estructura de un pavimento; la ejecución de juntas, el acabado, el curado y demás actividades necesarias para la correcta construcción del pavimento, de acuerdo con los alineamientos, cotas, secciones y espesores indicados en los planos del proyecto.

Una vez nivelada, compactada y curada la base granular se procede a ubicar las formaletas en tramos de varias placas en forma lineal nivelándolas con la estación topográfica, luego se instalan las parrillas con las dovelas de transferencia de carga en las juntas transversales, posteriormente se procede a mezclar concreto según diseño de mezcla, se humedece la base para evitar pérdida de humedad de la mezcla y se deposita la mezcla de concreto (teniendo en cuenta el diseño de mezcla), distribuyéndolo en toda el área de cada placa

uniformemente, se inyecta el vibrador neumático y se pasa la regla vibratoria para liberar las burbujas de aire y dar nivelación inicial a mezcla con las formaletas, luego se alisa la superficie del concreto con la llana metálica.

8. Instalación y/o construcción de bordillo

Consiste en la construcción de bordillos de concreto con piezas prefabricadas o vaciados in situ, en los sitios y con las dimensiones, alineamientos y cotas indicada en los planos. Para su construcción se utilizará formaletas de madera cepillada o metálica en forma líneal, nivelándolas con la estación topográfica. Antes de preparar las formaletas se preparará el terreno el cual debe estar perfectamente liso y nivelado para evitar deformaciones y obtener un acabado óptimo.

Se instala la armadura en acero longitudinalmente y transversalmente, luego se procede a mezclar concreto según diseño de mezcla, se humedece la base para evitar perdida de humedad de la mezcla y se deposita la mezcla de concreto distribuyéndolo en toda la longitud uniformemente y se pasa el vibrador con que se vibra el concreto para liberar las burbujas de aire y dar nivelación inicial a mezcla con las formaletas.

5.1 VENTAJAS DE LOS PAVIMENTOS RÍGIDOS

En la construcción de pavimentos de calles y carreteras existen grandes ventajas que poseen los pavimentos de concreto. Las principales son las siguientes:

Costos Totales Inferiores: Al comparar diferentes alternativas de pavimentación en valor presente neto, generalmente el pavimento rígido resulta más barato. Esto se debe principalmente a que los costos de mantenimiento del pavimento rígido son mucho menores (usualmente sólo se requiere subsanar detalles de sellado de juntas a intervalos de 5 a 10 años). Por otra parte, el pavimento de concreto tiene una vida útil más larga que el pavimento asfáltico.

Costo de Operación de la Carretera: Los pavimentos de concreto al tener una superficie plana alargan la vida de los vehículos, evitando que se dañen y minimizando su mantenimiento. El costo de consumo de combustible se reduce hasta en un 20% para camiones tipo tráiler.

Costo Social de Mantenimiento: Para el recapado periódico de los pavimentos de asfalto, se requiere ejecutar desvíos que perjudican a vecinos y usuarios. En las construcciones con concreto se minimizan estos aspectos.

Facilidad de Construcción: Las plantas dosificadoras – mezcladoras de concreto, junto al uso de pavimentadoras deslizantes reducen significativamente los costos de construcción. En pavimentos urbanos se puede usar equipos pequeños y encofrados fijos al alcance de cualquier contratista.

Durabilidad: Las superficies de concreto duran más. Estadísticamente se ha demostrado que las carreteras de concreto han soportado hasta tres veces su capacidad de carga de diseño y en pavimentos de aeropuertos, el doble. El concreto incrementa su resistencia con el tiempo.

Resistencia: El concreto resiste sin sufrir deterioros los derrames de gasolina y Diesel, así como los efectos de la intemperie. Los pavimentos de concreto transmiten bajas presiones al suelo de fundación.

Resistencia a altas temperaturas: El concreto no es afectado por el calor, no se vuelve pegajoso, ni se volatilizan algunos de sus ingredientes (no es contaminante). En zonas calurosas, (especialmente en áreas urbanas) se mantiene fresco, reduciendo la temperatura del entorno.

Indeformabilidad: En las zonas de frenado y arranque de vehículos pesados, el concreto no se deforma.

Textura: La superficie del pavimento de concreto se puede hacer tan segura (antiderrapante) como se quiera, gracias a las diversas técnicas disponibles para darle textura, ya sea durante la construcción o una vez que el pavimento ha estado en servicio y requiera de una mayor resistencia al deslizamiento.

Drenaje: Al no deformarse ni encharcarse las superficies de concreto proporcionan un buen drenaje superficial para el agua de lluvia.

Seguridad: Por su planicidad y textura, El fenómeno del hidroplaneo de vehículos (deslizamiento en superficies mojadas), tiene menores posibilidades de producirse en superficies de concreto.

Estética y seguridad peatonal: Para dirigir el tráfico peatonal y vehicular por rutas más seguras, el estampado o color en el concreto permite marcas duraderas.

Economía en capa base: El concreto reduce sustancialmente el espesor de la capa base, reduciendo el impacto ambiental y solicitando menores volúmenes de materiales pétreos. Esta cualidad también reduce los volúmenes de excavación.

Economía en Iluminación: La superficie clara de concreto es tres veces más reflejante que la de asfalto. Se puede ahorrar hasta un 30% de energía y se brinda mayor seguridad durante la noche, debido a que los faros de los vehículos, reflejan mejor la luz en el concreto.

Rapidez de puesta en obra: Con el concreto se pueden alcanzar altas resistencias en cuestión de horas. La resistencia del concreto se puede predecir y controlar con mayor facilidad.

Ahorro de energía: No se requiere calentar ninguno de los ingredientes para elaborar el concreto (se ahorra combustibles). En la elaboración del concreto asfáltico, los agregados y el asfalto deben calentarse a temperaturas elevadas, manteniendo altas temperaturas dependiendo del tiempo de transporte y colocado.

Contaminación: La mezcla asfáltica siempre contamina al ser colocada, aun si se trata de mezclas en caliente o en frío e independientemente de una carpeta o de un bacheo rutinario. El concreto no contamina durante su colocación.

Reparaciones: El concreto se repara fácilmente, bajo cualquier condición climática, se pueden emplear una gran cantidad de aditivos que permiten efectuar todo tipo de trabajos con gran rapidez y eficiencia.

Señalización: Todo tipo de marcas, pinturas y señalamientos duran más cuando se colocan sobre concreto.

Aeropuertos: No existe sustituto a los pavimentos de concreto para aeropuertos, debido a:

- Superior capacidad de carga.
- Resistencia de reserva para sobrecargas no previstas
- Resistencia a la deformación.

- No se pierden partículas que podrían ser dañinas para turbinas y partes de los aviones.
- Excelente visibilidad para aterrizajes.
- Textura superficial permanente para prevenir “acuaplaneo” y resbalamientos.
- Menor acumulación de calor sobre la superficie del pavimento.
- No se requieren recapamientos periódicos ni cerrar aeropuertos para reparaciones.
- Construcción rápida y económica.
- Planificación de larga vida.

Tecnología: Existen equipos de pavimentación con concreto muy diversos, sencillos y económicos con uso extensivo de mano de obra y de alto rendimiento para carreteras.

En conclusión, los pavimentos de concreto son más durables, más versátiles, más económicos y por tanto más convenientes para el desarrollo.

5.2 DISEÑO DE LOSA DE CONCRETO CON GEOMETRÍA OPTIMIZADA.

Las dimensiones típicas de losas de pavimentos de concreto son de 3,6 m de ancho por 4,5 m de longitud (AASHTO 93) con espesores de entre 15 a 35 cm, dependiendo del nivel de tráfico, el clima y los materiales.

El espesor requerido depende principalmente de:

- La carga por eje y el número de repeticiones de carga
- Resistencia del concreto, la longitud de la losa
- Las condiciones climáticas durante el curado (alabeo de construcción)

TCPavements (Chile) ha propuesto una nueva metodología de diseño de losas de concreto mediante la optimización del tamaño de la losa, la cual reduce el espesor de losas optimizando el tamaño de estas, dada la geometría de los ejes de los camiones. El diseño considera:

- El apoyo sobre una base granular, tratada con cemento o asfáltica
- Que no existe adherencia entre la base, o pavimento antiguo y la losa de concreto.

En este enfoque de diseño, los tamaños de las losas se eligen de manera tal que no más de un set de ruedas del camión quede sobre una losa.

Con el fin de validar este nuevo concepto de diseño, varias secciones de prueba a gran escala fueron construidos y probados en la Universidad de Illinois para entender el modo de falla y resistencia a la fatiga de este sistema. Dichas pruebas se han realizado bajo cargas aceleradas con espesores de losa de concreto de 8, 15 y 20 cm. todas con base granular y sobre capas asfálticas sin adherir. Las pruebas demostraron que una disminución en las dimensiones de la losa permite que siendo de bajo espesor, soporte una cantidad considerable de ejes equivalentes antes de comenzar a agrietarse. Las losas de concreto sobre bases granulares con un espesor de 20 cm. no mostraron agrietamiento a pesar de haber sido ensayados a más de 50 millones de ESALS. Losas de espesor de 15 cm mostraron grietas a los 12 millones de ejes equivalentes en promedio, mientras que las losas de 8 cm de espesor, resistió 75.000 ejes equivalentes antes de las primeras grietas.

La siguiente es una lista de ajustes adicionales que se deben considerar al sistema:

- a) Debido al mayor número de juntas de contracción y el deseo de no sellar las juntas, una hoja de sierra delgada de menos de 2,5 mm de ancho debe utilizarse para limitar el ingreso de material incompresible en la junta.
- b) Debe haber una capa de geotextil entre la base y el suelo natural que actúe como una capa de separación. Este geotextil impide la penetración de la

subrasante a la base, así evita la migración de finos de la subrasante a la base.

- c) Con el fin de evitar que las losas delgadas se muevan lateralmente, deben estar sujetas en el borde longitudinal con una berma de hormigón, estacas (o pines) de acero verticales.

5.3 DISPOSICIÓN DE JUNTAS

Juntas de construcción

Las juntas en una losa o pavimento tienen como finalidad la de permitir los movimientos del concreto y evitar las fisuras irregulares y caprichosas, que se producen como consecuencia de asentamientos, retracción del concreto, cambios de temperaturas y esfuerzos debido a cargas aplicadas.

Las juntas de colado se harán cumpliendo los requisitos y procedimientos establecidos en el capítulo 6, sección 6.4 del Reglamento ACI 318-08.

Clasificación

- Juntas de contracción o de control de agrietamiento

- Juntas de dilatación

- Juntas de construcción

Juntas de construcción.

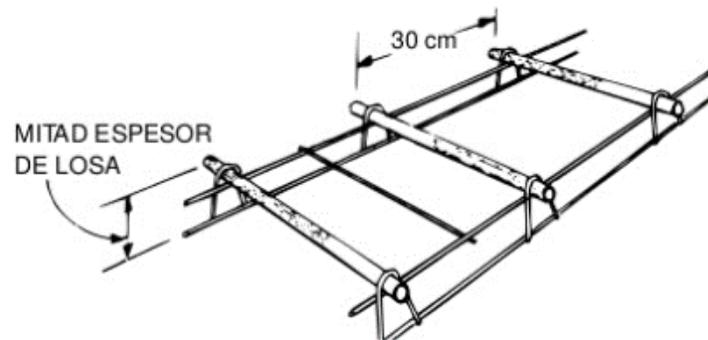
Por razones del fraguado, deben dejarse juntas en la forma siguiente:

Se puede dejar una junta longitudinal, cuando por condiciones del tránsito, no puede construirse el ancho completo de la base estabilizada. Se dejarán juntas transversales en la unión del final y principio de las operaciones de cada día de trabajo. Estas juntas deben tratarse cortando verticalmente y tallando la orilla, o bien usando encofrados de madera o metálicos.

Antes de iniciar las operaciones de cada capa adyacente, deben humedecerse las superficies de las juntas, para mejorar la adherencia entre las capas.

Trasferencia de cargas en las juntas

Las losas que van a ser utilizadas para tránsito de vehículos muy pesados, pueden ser diseñado con dispositivos de transferencia de cargas llamadas dovelas o pasa juntas. Estas son varillas lisas colocadas al centro de la losa, las cual deben ser engrasadas para evitar la adherencia del concreto y estar cuidadosamente alineada y apoyada durante la operación del colado



La mala alineación de las dovelas causa grietas. De no garantizarse que van a ser instaladas correctamente, con su correspondiente canastilla para el soporte y alineamiento, es mejor no utilizarlas.

Para losas convencionales no son necesarios estos dispositivos de transferencia de cargas, ya que la misma se realiza por contactos de agregados del concreto de ambas caras.

5.4 MATERIALES A UTILIZAR.

Cemento

Todo el cemento deberá ser tipo Portland de conformidad con la Norma ASTM C 150, TIPO I o ASTM C 595 o ASTM C 1157 GU. El fabricante presentará a consideración y aprobación de la Supervisión del proyecto, los “certificados” de los resultados en el laboratorio de la planta, en cuanto al cumplimiento de la norma ASTM C151 y C155.

Agregado

La granulometría del agregado grueso y fino debe estar dentro de los límites establecidos en la norma ASTM C33.

El agregado fino será arena de granos duros libres de pómez, polvo, grasas, sales, álcalis, sustancias orgánicas y otras impurezas perjudiciales para el concreto, con densidad no menor de 2.5, módulo de finura de conformidad con la norma ASTM C 40, y cumplirá con los límites de graduación de las especificaciones ASTM C 117.

Agua

De conformidad al capítulo 3 del ACI 318-08, sección 3.4.1, el agua deberá cumplir con la norma ASTM C 1602. Debe ser en el momento de usarse: limpia y potable, libre de ácidos, sales, álcalis, cloruros, materiales orgánicos y otras sustancias que puedan ser dañinas para el concreto o el acero. Esta norma permite el uso de agua potable sin practicarle ensayos.

Aditivo

Se utilizará, de ser necesario, toda vez que éstos cumplan con las especificaciones ASTM C 494 y ASTM C 1017

Acero

Todas las varillas serán de tipo corrugado, excepto la No. 2 que será lisa. Las corrugaciones deberán llenar los requisitos mínimos para las varillas de acero deformadas para concreto reforzado (ASTM A-305), el acero en general deberá llenar los requisitos de las designaciones (ASTM A-16), (ASTM A-615).

Aditivo anti deslave

ACI 304 es su apartado 8.10 indica que estos aditivos hacen al concreto más cohesivo y menos propenso al deslave de cemento o finos del concreto durante su colocación fueron desarrollados para usarlos en situaciones en las que el concreto colocado en estado fresco pudiera estar expuesto al flujo de agua durante o después de su colocación, donde el espesor no permita que el tubo tremie se sumerja o donde el deslave de cemento pueda causar un problema al medio ambiente.

Las colocaciones de prueba se deben hacer para verificar al concreto que contenga el aditivo antideslave pueda mantener el revenimiento adecuado y fluir la distancia requerida.

Encofrado

El diseño y la construcción de los moldes, encofrados, cimbras, formaletas y cualquier otra estructura provisional seguirán las disposiciones establecidas por la norma ACI-318-08 Capítulo 6.

5.5 ELABORACIÓN DE MEZCLA.

Suelo cemento

La resistencia a la compresión uniaxial de los especímenes moldeados, curados y probados de acuerdo a ASTM C 593, partes 10 y 11, con el porcentaje de cemento Portland, establecido y compactado al 95 % de la densidad obtenida según ensayo AASHTO T 134, medida a los 7 días

Se permitirá realizar el diseño de la mezcla, compactando al 95 % de la densidad obtenida según el ensayo AASHTO T 134.

El suelo deberá tener un Límite Líquido no mayor de 40 y un Índice Plástico igual o menor de 8, determinado por los ensayos AASHTO T 89 y T 90, respectivamente. Se podrán aceptar materiales con valores más altos que los indicados, siempre que, al mezclarse con el cemento, en el porcentaje por masa establecido, los valores de Límite Líquido y Límite Plástico sean iguales o menores que los requeridos.

Mezcla

La capacidad y el tipo de equipamiento de producción del hormigón serán determinados en función al volumen del hormigón para la obra y de la disponibilidad de la maquinaria y mano de obra. Los agregados empleados en el hormigón, normalmente poseen tres gradaciones de dimensiones máximas

distintas y deberán ser almacenados convenientemente, de modo que cada una ocupe un silo de la planta, no siendo permitido el mezclado previo de los materiales. Cuando se establezca la dosificación, cada una de las fracciones deberá presentar homogeneidad granulométrica.

5.6 TRANSPORTE DEL CONCRETO

Transporte de concreto se entiende como la operación de trasladar el concreto en estado fresco del lugar de su fabricación al de su puesta en obra. Debe realizarse antes de iniciarse el fraguado, según ASTM C-94 “Especificaciones normalizadas para el concreto premezclado”, el tiempo máximo de transporte no debe exceder una hora y media. Es importante evitar segregaciones (separación de componentes del concreto) o secado del mismo.

Normas que rigen el transporte

REQUISITOS DE REGLAMENTO PARA CONCRETO ESTRUCTURAL (ACI 318S-05) Y COMENTARIO (ACI 318SR-05)

Sección 5.9 - Transporte

- a. El concreto debe transportarse desde la mezcladora al sitio final de colocación empleando métodos que eviten la segregación o la pérdida de material.

- b. El equipo de transporte debe ser capaz de proporcionar un abastecimiento de concreto en el sitio de colocación sin segregación de los componentes, y sin interrupciones que pudieran causar pérdidas de plasticidad entre capas sucesivas de colocación.

GUÍA PARA LA MEDICIÓN, MEZCLADO, TRANSPORTE Y COLOCACIÓN DEL CONCRETO (ACI 304-00)

Sección 4.10 – Consideraciones generales para el transporte del concreto

Deben considerarse varias condiciones al seleccionar el método de transportación, tales como: ingredientes y proporciones de la mezcla; tipo y accesibilidad de colocación; capacidad de entrega requerida; localización de la planta de dosificación; y condiciones de clima. Estas condiciones pueden dictar el tipo de transportación que sea más apropiado para obtener económicamente calidad del concreto en obra.

Tipos de transportación:

- a. El camión mezclador
- b. Camión de caja fija con o sin agitador
- c. Transportadores de banda y ductos de descarga

d. Transporte por métodos de bombeo

ESPECIFICACIONES NORMALIZADAS PARA EL HORMIGÓN PREMEZCLADO DESIGNACIÓN ASTM C 94/C 94 M – 03a

Sección N° 11 Mezclado y entrega

Algunas especificaciones como la ASTM C-94 limitan el tiempo de mezclado a un máximo de 1.5 horas a partir del momento en que el cemento haya entrado en el tambor y hasta que termine la descarga, otro método de es no poner límites, mientras no exceda el agua de mezclado especificada, no se agregue agua de retemplado o mientras el concreto conserve propiedades físicas plásticas satisfactorias, consistencia y homogeneidad para su colocación y consolidación, esta manera es preferida cuando el concreto tiene temperatura fresca o cuando no hace calor.

5.7 COLOCACIÓN DEL CONCRETO

Según el comité ACI - 116, la actividad de colocación comprende también, el acto de compactarlo y/o vibrarlo en estado fresco y en el sitio donde ha de endurecer, sin embargo, para fines académicos, este documento se limitará a exponer las condiciones, recomendaciones y métodos de colocación en sí.

La preparación antes de la colocación (colado) del concreto en pavimentos o losas sobre el terreno incluye compactación, formación de guarniciones y

humedecimiento de la subrasante, levantamiento de las cimbras (encofrados) y colocación y ajuste del acero de refuerzo (armadura) y de otros artículos inseridos. El humedecimiento de la subrasante es importante, especialmente en un clima cálido y seco, para evitar que la subrasante absorba mucha agua del concreto.

5.8 CONSIDERACIONES

Encofrado

Tener los encofrados a colar en el mejor estado posible, ya que dentro de esta es colocado el concreto. Cuando el concreto se ha endurecido puede removerse la cimbra. La cimbra debe ser: *exacta, fuerte y bien hecha*, para evitar el pandeo, abultarse o moverse, y especialmente, en grandes construcciones, no será segura.

Tanto las uniones como las piezas que constituyen el encofrado, deberán poseer la resistencia y rigidez necesarias para soportar los esfuerzos estáticos y dinámicos (peso propio, vibrado del concreto y eventualmente sismos) que se generen antes, durante y después del colado, sin llegar a deformarse, debiendo evitar además la pérdida del concreto o lechada por las juntas.

Las caras internas de los moldes metálicos o de madera, que estarán en contacto con el concreto de las paredes, deberán limpiarse convenientemente a fin de

eliminar residuos de concreto de colados anteriores y otras sustancias extrañas. Así mismo, sobre dichas superficies internas de los moldes deberá aplicarse aditivos desmoldantes adecuados para concreto que impidan la adherencia entre el molde y el concreto y permitan una fácil remoción del molde sin sacrificar la apariencia del concreto en la estructura o generar daños en la misma.

Cemento

Las bolsas deberán ser colocadas sobre plataforma de madera levantada, que sean fácilmente inspeccionadas según cada envío de cemento. No se permitirá el uso de cemento endurecido por el almacenamiento o parcialmente fraguado. El cemento en sacos no se dispondrá en pilas mayores de diez sacos para almacenamiento corto (no mayor de 30 días), ni en pilas de más de cinco sacos para períodos mayores.

Refuerzo

Todas las áreas en las que vaya a existir adherencia entre acero o concreto endurecido y concreto fresco, deber ser perfectamente limpias inmediatamente antes de comenzar el colado del concreto.

Se debe tener cuidado en asegurarse de que todo el acero de refuerzo sea del tamaño y longitud apropiadas y de que sea colocado en la posición correcta y empalmado de acuerdo con los planos. La colocación inadecuada del refuerzo

puede conducir a agrietamiento severo, corrosión del refuerzo y deflexiones excesivas.

Suelo estabilizado

La superficie donde se colocará la capa de suelo estabilizado, se preparará de acuerdo con las Secciones SIECA 204 o 303, según corresponda. El moldeado, curación y ensayo de las mezclas, se ceñirán a la norma ASTM C 593, partes 10 y 11

Compactación de subrasante

Para el control de proceso de compactación deberá realizarse por cada tipo de material procesado antes de ser incorporado a la obra, una prueba de humedad y densidad, según la norma AASHTO T 99 Método C o AASHTO T 180 Método D (1); y durante la EJECUCIÓN, la densidad "in situ" y contenido de humedad, serán controladas según la Norma AASHTO T 238 y AASHTO T 239 u otro método aprobado, por cada 150 m³ (250 t.) pero no menos de un muestreo por cada capa dispuesta para la compactación.

Mantenimiento

Los tramos de calle que vayan siendo intervenidos deberán mantenerse en buenas condiciones de operación. Esto es con el alineamiento, gradiente,

sección transversal y acabado correcto, corrigiendo los defectos que surjan por efecto del agua, como huellas, baches, grietas, laminación, etc. Los defectos se corregirán de acuerdo con lo dispuesto en el apartado anterior.

Las pruebas de resistencia a la compresión de los cilindros se harán de acuerdo con la especificación ASTM-C-39:

- En caso de que las pruebas a los 7 días indicasen baja resistencia deberán probarse los cilindros restantes a los 14 días; si estos resultados también fueran deficientes se ordenará por parte de la Supervisión la toma de núcleos en los sitios donde se haya colocado este concreto y se ensayarán por cuenta del Contratista.
- El 80 % de los cilindros probados a los 28 días deberán tener una resistencia de ruptura igual a 1.14F'c como promedio, pero ningún cilindro deberá tener una resistencia menor de 0.85F'c.
- Toda estructura o parte de ella que según la prueba de ruptura y de núcleos no satisfaga la resistencia de diseño, será demolida y todos los gastos ocasionados correrán por cuenta del contratista.
- El concreto deberá tener un esfuerzo mínimo de la resistencia que indiquen los planos a la ruptura a los 28 días en los diferentes elementos estructurales.

- Las pruebas de revenimiento se efectuarán una a cada camión o bachada que se transporte en una sola unidad.
- El concreto utilizado en el colado de las estructuras no deberá ser mayor a 32°C. de temperatura cuando sea colocado.

5.9 EQUIPO A UTILIZAR

Normalmente, el equipo requerido para la conformación de la calzada incluye elementos para la explotación de materiales, equipos para el cargue, transporte, extensión, mezcla, humedecimiento y compactación del material, así como herramientas menores.

El transporte puede realizarse por los siguientes sistemas dependiendo si se realiza desde la planta hasta la obra o solo por en el interior de la misma, estos pueden ser: carretillas, chutes, buggy, elevadores, baldes, fajas y bombas, la elección para el método a emplear depende sobre todo de la cantidad de concreto por transportar, de la distancia y dirección (vertical u horizontal) del transporte y de consideraciones económicas.

EQUIPOS DE COLOCACIÓN.

La colocación de concreto se efectúa con recipientes, tolvas, carritos propulsados de mano o con motor, conductos o tubos de caída, bandas transportadoras, aire comprimido, bombeo, tubo-embudo.

- a. Tolvas de sección circular y rectangular
- b. Carros manuales o motorizados “ buggies ”
- c. Canales y tubos de caída
- d. Bandas transportadoras
- e. Equipos de pavimentación
- f. Concreto de agregado precolocado.
- g. Concreto vaciado por tubo- embudo (tremie)
- h. Bombeo de concreto

OTROS EQUIPOS

- a. compresor/Jack hammer
- b. cargadora frontal
- c. camión de volteo
- d. herramientas menores
- e. equipo de seguridad

- f. pulidora
- g. sierra
- h. rodo vibro compactador
- i. camión cisterna
- j. estación total
- k. barredora
- l. pavimentadoras
- m. rodo tándem
- n. compactadora neumática
- o. generador eléctrico
- p. cortadora de pavimento
- q. regla vibratoria
- r. compresor de aire
- s. vibrador

t. compactadoras de gasolina

CAPÍTULO 6.

“CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES”

6.1 CONCLUSIONES.

1. En nuestro país el periodo de diseño de 20 años se basa en la guía AASHTO 93 que basa sus estudios en carreteras de alto volumen de tráfico de carreteras estadounidenses, sin embargo al realizar el análisis con un periodo de diseño de 12 años, basado en estudios realizados por el Laboratorio Nacional de Materiales y Modelos Estructurales de la Universidad de Costa Rica (Lanamme UCR) en su Guía de diseño simplificada para el diseño de pavimentos de bajo tránsito de Costa Rica, se obtuvieron resultados más favorables, ya sea en los análisis de esfuerzos como el análisis de deterioros dando caminos viables y transitables durante todo su periodo de diseño.

2. Actualmente y por proceso constructivo se pretende que durante el diseño se realice una modulación con losas largas de dimensiones nominales de 3.6m de ancho por el largo de la losa, sin embargo al evaluar las cargas vivas a las que será impuesta la estructura de pavimento a diseñar esta no presenta la distribución de esfuerzos más óptimos dado que la totalidad del área de la losa larga se ve impuesta bajo las repeticiones de carga de los set de ruedas que pasan sobre ella generando así mayores tensiones críticas en la superficie, al reducir el ancho de la losa a la mitad según como plantea la teoría de Juan Pablo Covarrubias donde se analiza una nueva metodología para la modulación con losas de tamaños optimizados, a menor ancho menores esfuerzos sobre la losa

disminuyendo así las tensiones críticas y a su vez los espesores de la losa resultante del diseño.

Siendo esta teoría comprobada en nuestro diseño donde al cambiar la configuración de las losas y hacer uso de losas optimizadas los esfuerzos actuantes disminuyen considerablemente al igual que los espesores resultantes del diseño dando estructuras más económicas para un determinado período de tiempo.

3. Al observar los resultados obtenidos del análisis de esfuerzos realizados por medio del software EverFE 2.24, se llega a la conclusión de que el software realiza la comparación de esfuerzo máximos según lo propuesto por Yang H. Huang en la segunda edición del libro Pavement Analysis and Design, donde se recomienda que el factor de seguridad a utilizar para la comparación de resultados debe ser máximo del 50% del Módulo de Ruptura, difiriendo así de lo propuesto por otros actores donde se estipula que se recomienda como valores máximos del 80% del Módulo de Ruptura, por lo que al realizar el análisis para nuestro caso se decidió hacer una comparación con un factor de seguridad del 70% del M_r , basándonos en lo propuesto por la metodología de la PCA y experiencias de diseño a lo largo de los años de las consultas proporcionadas por el Ing. Juan F. Domínguez.

4. Al analizar los resultados del análisis estructural para los dos diseños propuestos con diferentes periodos de diseño y diferentes configuraciones de losas se observó que los esfuerzos máximos que se generan en la estructura de pavimento de concreto hidráulico son producidos principalmente, por la acción de la variación de temperatura máxima existente entre la parte superior de losa de concreto y la parte inferior, además se determinó que al hacer el cambio en la configuración de las losas para los mismos datos de diseño la losa de mayor longitud los esfuerzos aumentan a medida se disminuye el espesor de la losa y con losas de menor longitud los esfuerzos disminuyen considerablemente.

5. De los resultados del análisis de deterioros se concluye que para ambos diseños el análisis cumple, pero varía en resultados más elevados para periodos de tiempo mayores, la variación de gradientes de temperatura y la disposición de configuración de las losas propuestas, en cambio los diseños para periodos de tiempo menores y losas largas presentan mayores agrietamientos a lo largo del tiempo en cambio al utilizar losas optimizadas con un periodo de diseño menor el análisis de deterioros presenta mejores resultados a lo largo del tiempo evitando en gran manera los agrietamientos y dando mejores resultados de IRI y serviciabilidad.

6. Luego de haber analizado los diseños propuestos por medio de la metodología MEPDG, para un pavimento de bajo volumen de tránsito utilizando como variables cambiantes del diseño tales como el período de diseño y la

configuración de tamaño de las losas a utilizar se determinó que las dos mejores soluciones de diseño fueron para un periodo de 12 años con configuración de losas cortas da como resultado un espesor de losa de 19 cm y para un periodo de diseño de 20 años da como resultado una losa de 22 cm para modulación de losas cortas, ambas soluciones dan esfuerzos menores al esfuerzo máximo permisible dado y presentando un análisis de deterioros mínimos a lo largo del tiempo otorgando así una estructura viable durante todo el periodo de vida útil sin tener requerimientos de mantenimientos periódicos.

6.2 RECOMENDACIONES.

1. Dado que nuestro diseño es meramente teórico y se han tomado datos de proyectos similares para la determinación de algunas variables críticas del diseño se recomienda que para la verificación del diseño y posible puesta en construcción de un pavimento de características similares se deben instalar tramos de prueba, en los cuales se realice la determinación de los diferenciales térmicos máximos. Con esto se tendrían valores reales y apegados a las condiciones en las que se encontrará el pavimento. Así se podrá predecir de una manera más acertada la acción que efectúa la temperatura sobre la estructura y el diseño podrá orientarse a tener mejores resultados de resistencias.

2. Dado que actualmente en nuestro país aún no se ha implementado la metodología mecanicista empírica se pueda iniciar con la implementación de esta para futuros diseños de pavimentos rígidos que a pesar de tener un mayor costo de construcción otorgar mejores resultados a largo plazo. Esto a fin de garantizar, diseños que cumplan con análisis de deterioros y comportamientos y poder iniciar con avances en tecnología de pavimentos como lo están realizando otros países de la región.

3. A manera de garantizar que los datos de tránsito utilizados sean más certeros se puedan realizar ya sea por parte del Ministerio de Obras Publicas o por las empresas diseñadoras estudios de tránsito y de tasas de crecimientos con mayor

frecuencia para poder actualizar información a utilizar en los diseños y tener un mejor comportamiento en las proyecciones a lo largo del tiempo.

4. A pesar que para los análisis de deterioros a lo largo del tiempo los diseños cumplen con los parámetros de comparación dando resultados holgados, se cree que para garantizar que los deterioros en la vía se mantengan insignificantes a lo largo del periodo de vida útil de la estructura diseñada se les debe realizar mantenimientos periódicos garantizando así un camino transitable a lo largo del tiempo.

5. Como se ha observado en estudios de varios países de la región se ha comenzado con la implementación de periodos de diseño menores a los que propone la guía AASHTO 93 los valores típicos utilizados en nuestro país, pero luego de haberlo comprobado con los diseños trabajados en nuestro trabajo de graduación se recomienda que para futuros diseños se implemente la disminución de los años de periodo de diseño de 20 años a un máximo de 12 años esto con el fin de garantizar que los caminos se mantengan completamente funcionales durante su vida útil.

6. A las instituciones gubernamentales tales como la Dirección de Obras Municipales (DOM), el Fondo de Conservación Vial (FOVIAL) y el Ministerio de Obras Públicas y de Transporte (MOPT) encargadas de proyectos de diseño de carreteras el poder tomar en cuenta que para Carreteras de Bajo Tránsito se

incluya en los Términos de Referencia que para el diseño de este tipo de carreteras el período de diseño pueda ser de un máximo de 12 años basados en la investigación realizada en este Trabajo de Graduación para garantizar así mejores resultados a largo plazo.

BIBLIOGRAFÍA.

Revistas Técnicas.

- García Tornel, Alejandro; Ibañez, Carlos; Fernández Sánchez, Carlos; Vaquero García, Julio; **“PAVIMENTOS DE CONCRETO HIDRAULICO PARA VIAS DE BAJA INTENSIDAD DE TRAFICO”**; Instituto Salvadoreño del Cemento y del Concreto (ISCYC), No. 16.
- Arias -Barrantes, Eliécer; Corazzari – Herrera, Gianluca: **“GUÍA SIMPLIFICADA PARA EL DISEÑO DE PAVIMENTOS DE BAJO VOLUMEN DE TRÁNSITO (GBV), TOMO II DE LA GUÍA DE DISEÑO ESTRUCTURAL DE PAVIMENTOS DE COSTA RICA (GDP-2020)”**; Boletín del Laboratorio Nacional de Materiales y Modelos Estructurales (Lanamme), Boletín 8 Pitra 2021.
- Quintanilla, Carlos: **“PAVIMENTO DE CONCRETO HIDRÁULICO EN TRAMO SANTA TECLA – SAN JUAN LOS PLANES”**; Revista del Instituto Salvadoreño del Cemento y del Concreto (ISCYC), No. 21.
- Castellón Osegueda, José Ricardo; **“DE LA HACIENDA A LOS PUERTOS. LOS CAMINOS EN LOS PRIMEROS AÑOS DE LA REPÚBLICA DEL SALVADOR, SIGLO XVIII”**; Revista de la Academia Salvadoreña de la Historia, febrero 2016.

- Covarrubias, Juan Pablo; **“DISEÑO DE LOSAS DE HORMIGÓN CON GEOMETRÍA OPTIMIZADA”**; Revista Ingeniería de Construcción TCPavements, Santiago, Chile; Vol. 27 N°3.

Manuales Técnicos y Libros de Texto:

- **“GUIDE FOR DESIGN OF PAVEMENT STRUCTURES”**; American Association of State Highway and Transport (AASHTO), 1993.
- **“MANUAL CENTROAMERICANO PARA DISEÑO DE PAVIMENTOS”**; Secretaria de Integración Económica Centroamericana (SIECA); Noviembre, 2002.
- **“MECHANISTIC – EMPIRICAL PAVEMENT DESIGN GUIDE”**; American Association of State Highway and Transport (AASHTO), 2da. Edición Agosto 2015.
- EPSA – LABCO, Ingenieros Consultores, S.A.; **“GUÍA DE PAVIMENTOS SEMIRÍGIDOS PARA CAMINOS DE BAJO VOLUMEN”**; Asociación Dominicana de Productores de Cemento Portland (ADOCEM).
- Balbo, José Tadeu; Pimentel Cintra, Jorge; **“FATIGUE VERIFICATION CRITERIA FOR SEMI-RIGID PAVEMENTS”**; Universidad Politécnica de Sao Paulo; 05508-900 Sao Paulo Brasil.
- Thenoux Z., Guillermo; Halles A., Felipe; González V. Álvaro; Barrera G. Ernesto; Miranda A. Juan Carlos; **“GUÍA DE DISEÑO ESTRUCTURAL DE**

PAVIMENTOS PARA CAMINOS DE BAJO VOLUMEN DE TRÁNSITO

Centro Ingeniería e Investigación Vial, DICTUC S.A.; y Universidad de Gestión Vial, Ministerio de Obras Públicas de Chile (MOP - DV); enero 2002.

- Tapia García, Miguel Ángel; **“PAVIMENTOS”**; Universidad Nacional Autónoma de México, Facultad de Ingeniería (DECDFI); México 2015.
- Eslava Pinto, Jorge Luis; **“DISEÑO DE PAVIMENTOS, MÉTODO RACIONAL”**; Facultad de Ingeniería Civil – Estructuras de Pavimentos Uniagraria; Bogotá, Colombia 2002.
- Zambrano Zambrano, Wilmer Eduardo; **“DISEÑO ESTRUCTURAL DE PAVIMENTOS”**; Universidad Técnica de Machala; Ecuador 2016.
- Viceministerio de Obras Públicas Dirección de Planificación de la Obra Pública; **“NORMAS DE DISEÑO CLASIFICACIÓN DE CARRETERAS SECCIONES TÍPICAS”**; Ministerio de Obras Públicas, Transporte, Vivienda y Desarrollo Urbano; El Salvador, diciembre 2016.

Trabajos de Graduación.

- Jaimes Chinome, Andrés Camilo; **“GUÍA PARA EL DISEÑO DE PAVIMENTOS RÍGIDOS EN VÍAS URBANAS CON APLICACIÓN EN MUNICIPIOS CON POBLACIONES MENORES A 50,000”**

HABITANTES"; Universidad Santo Tomas Seccional Tunja, Facultad de Ingeniería Civil; Tunja, septiembre 2020.

- Arias Barrantes, Eliécer; **"PROPUESTA PARA UNA GUÍA MECANÍSTICA-EMPÍRICA PARA PAVIMENTOS FLEXIBLES Y SEMI-RÍGIDOS DE COSTA RICA"**; Universidad de Costa Rica, Sistema de Estudios de Posgrado; Costa Rica 2020.
- Flores Rivas, Gerson Javier; Morán Aguilar, Julio Ernesto; Vásquez Quintanilla, Gladis Elissa; **"EVALUACIÓN DEL DESEMPEÑO A SOLICITACIONES DE EROSIÓN Y FATIGA DE ESTRUCTURAS DE PAVIMENTO DE CONCRETO HIDRÁULICO REALIZADOS MEDIANTE LA GUÍA DE DISEÑO AASHTO 93 EN EL SALVADOR"**; Universidad de El Salvador Facultad de Ingeniería y Arquitectura, Escuela de Ingeniería Civil; El Salvador, octubre 2019.
- Cogollo Forero, María Isabel; Silva Bernal, Angie Yurley; **"MODELACIÓN NUMÉRICA DE PAVIMENTOS RÍGIDOS MEDIANTE MODULACIÓN CONVENCIONAL Y DE LOSAS CORTAS"**; Universidad Católica de Colombia, Facultad de Ingeniería, Programa de Especialización en Ingeniería de Pavimentos; Bogotá D.C., noviembre 2018.
- Castañeda Cardoza, Milagro Beatriz; Gómez Pérez, Dennis Geovany; Macias Leiva, Michelle Arlene; **"DESARROLLO DE ALTERNATIVA DE DISEÑO DE ESTRUCTURA DE PAVIMENTO DE CONCRETO**

HIDRÁULICO MEDIANTE EL METODO MECANICISTA EMPIRICO EN EL SALVADOR;

Universidad de El Salvador Facultad de Ingeniería y Arquitectura, Escuela de Ingeniería Civil; El Salvador, marzo 2015.

- Flores Escoto, Ricardo Ernesto; **“DESARROLLO DE UN SISTEMA DE GESTIÓN DE PAVIMENTOS PARA EL MUNICIPIO DE SANTA TECLA”**;
- Universidad de El Salvador Facultad de Ingeniería y Arquitectura, Escuela de Ingeniería Civil; El Salvador, octubre 2008.
- López Cruz, Ulises Alfredo; Villeda Rivas, Jonathan Alberto; **“EVALUACIÓN DEL DESEMPEÑO DE LOS PAVIMENTOS RÍGIDOS DE GEOMETRÍA OPTIMIZADA”**;
- Universidad de El Salvador Facultad de Ingeniería y Arquitectura, Escuela de Ingeniería Civil; El Salvador, marzo 2016.
- López Romero, Marvin Vitalicio; **“GENERACIÓN DE LOS ESPECTROS DE CARGA VEHICULAR DE LOS AÑOS 2014, 2015 Y 2016 PARA EL SALVADOR”**;
- Universidad de El Salvador Facultad de Ingeniería y Arquitectura, Escuela de Ingeniería Civil; El Salvador, noviembre 2017.
- Sánchez Campos, Pablo Emilio; **“MÉTODO DE DISEÑO DE LOSAS DE DIMENSIONES SUPERFICIALES OPTIMIZADAS, EN PAVIMENTOS DE CONCRETO HIDRÁULICO”**;
- Universidad de El Salvador Facultad de Ingeniería y Arquitectura, Escuela de Ingeniería Civil; El Salvador, noviembre 2014.

- Bonilla Solís, Carlos Mauricio; Dubón Urbina, Carlos Amílcar; “MANUAL DE PROCESOS CONSTRUCTIVOS PARA PAVIMENTOS DE BAJA INTENSIDAD DE TRAFICO EN EL SALVADOR, UTILIZANDO CONCRETO HIDRÁULICO SIMPLE Y EMULSIONES ASFALTICAS”; Universidad de El Salvador Facultad de Ingeniería y Arquitectura, Escuela de Ingeniería Civil; El Salvador, julio 2008.

ANEXOS.

ANEXO 1: DOCUMENTO DEL MINISTERIO DE OBRAS PÚBLICAS Y TRANSPORTE, NORMAS DE DISEÑO, CLASIFICACIÓN DE CARRETERAS Y SECCIONES TÍPICAS.

MINISTERIO DE OBRAS PÚBLICAS,
TRANSPORTE Y DE VIVIENDA Y
DESARROLLO URBANO

GOBIERNO DE
EL SALVADOR
UNÁMONOS PARA CRECER



Buenas Obras para la Gente

MINISTERIO DE OBRAS PÚBLICAS, TRANSPORTE,
VIVIENDA Y DESARROLLO URBANO.
VICEMINISTERIO DE OBRAS PÚBLICAS
DIRECCIÓN DE PLANIFICACIÓN DE LA OBRA PÚBLICA

NORMAS DE DISEÑO CLASIFICACION DE CARRETERAS SECCIONES TIPICAS





DPOP
DIRECCIÓN DE
PLANIFICACIÓN
DE LA OBRA PÚBLICA

SUBDIRECCIÓN DE ADMINISTRACION DE OBRAS DE PASO
Y DE INVENTARIOS VIALES

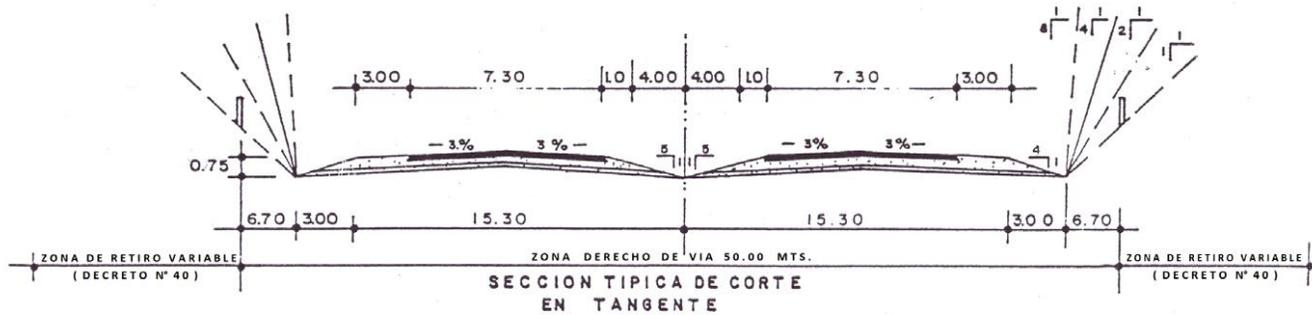
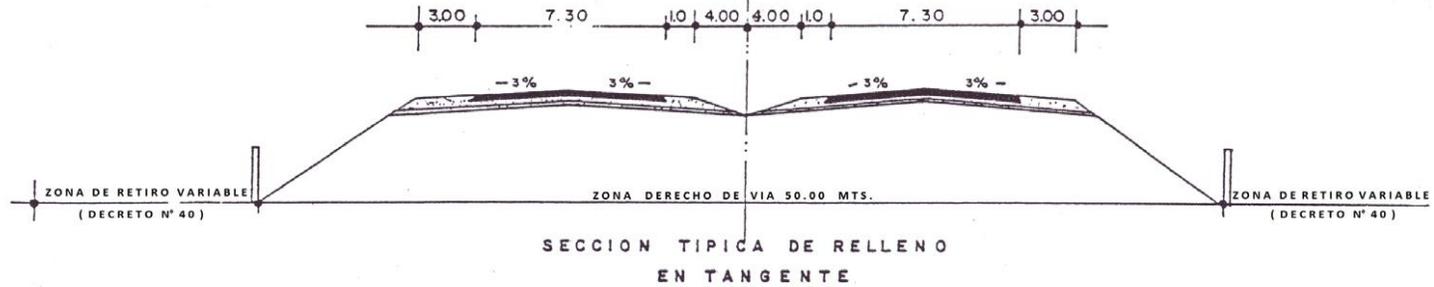
DICIEMBRE 2016

NORMAS DE DISEÑO DICIEMBRE 2016

CLASIFICACION ESPECIAL

CRITERIO DE DISEÑO	TERRENO PLANO	TERRENO ONDULADO	TERRENO MONTAÑOSO
VELOCIDAD DE DISEÑO	90 k/h	70 k/h	50 k/m
PENDIENTE MAXIMA	3.5%	6.0%	7.0%
RADIO MINIMO	327.46 m	191.07 m	127.45 m
DISTANCIA MINIMA ENTRE CURVAS HORIZONTALES	60.00 m	60.00 m	60.00 m
DISTANCIA MINIMA DE VISIBILIDAD	160.00 m	130.00 m	100.00 m
ANCHO DE LA VIA	30.60 m	30.60 m	30.60 m
ANCHO DEL PAVIMENTO	7.30 m	7.30 m	7.30 m
ANCHO DE BERMAS	EXTERNO 3.00 m INTERNO 1.00 m		
ANCHO DE RODAMIENTO EN LOS PUENTES	8.50 m	8.50 m	8.50 m
SEPARADOR CENTRAL	8.00 m	8.00 m	8.00 m
ANCHO DE LA ZONA DE DERECHO DE VIA	50.00 m	50.00 m	50.00 m
ANCHO DE LA ZONA DE RETIRO	10.00 m	10.00 m	10.00 m
CARGA DE DISEÑO PARA PUENTES	H20-S16	H20-S16	H20-S16
TIPO DE PAVIMENTO	CONCRETO ASFALTICO		
TRATAMIENTO DE BERMAS	TRATAMIENTO DOBLE SUPERFICIAL		

NORMAS DE DISEÑO
SECCIONES TÍPICAS
CLASIFICACION AUTOPISTAS



NOTAS:

- EN ZONA DE DERECHO DE VIA SE PROHIBE TERMINANTEMENTE CUALQUIER TIPO DE CONSTRUCCION.
- EN ZONA DE RETIRO SE PROHIBEN TERMINANTEMENTE LAS CONSTRUCCIONES PERMANENTES (DECRETO N° 40).



NORMAS DE DISEÑO DICIEMBRE 2016

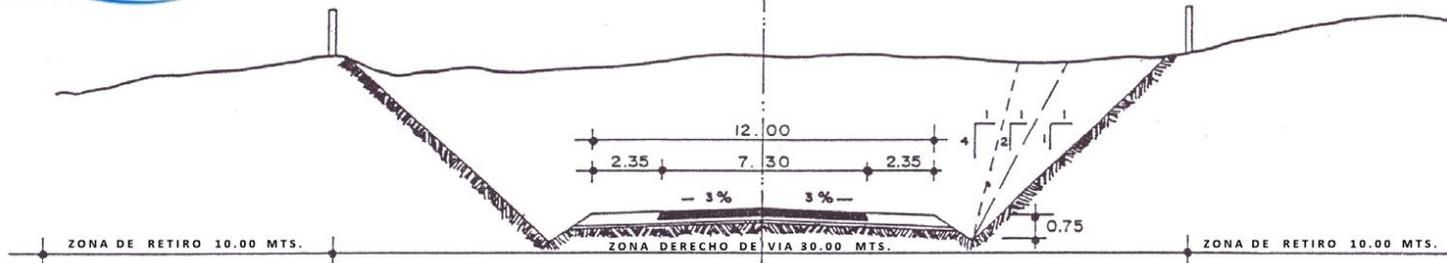
SIN ESCALA

NORMAS DE DISEÑO DICIEMBRE 2016

CLASIFICACION PRIMARIA

CRITERIO DE DISEÑO	TERRENO PLANO	TERRENO ONDULADO	TERRENO MONTAÑOSO
VELOCIDAD DE DISEÑO	90 k/h	70 k/h	50 k/m
PENDIENTE MAXIMA	5.0%	6.0%	7.0%
RADIO MINIMO	250.00 m	200.00 m	80.00 m
DISTANCIA MINIMA ENTRE CURVAS HORIZONTALES	60.00 m	60.00 m	60.00 m
DISTANCIA MINIMA DE VISIBILIDAD	160.00 m	130.00 m	100.00 m
ANCHO DE LA VIA	12.00 m	12.00 m	12.00 m
ANCHO DEL PAVIMENTO	7.30 m	7.30 m	7.30 m
ANCHO DE BERMAS	2.35 m	2.35 m	2.35 m
ANCHO DE RODAMIENTO EN LOS PUENTES	7.90 m	7.90 m	7.90 m
ANCHO DE LA ZONA DE DERECHO DE VIA	30.00 m	30.00 m	30.00 m
ANCHO DE LA ZONA DE RETIRO	10.00 m	10.00 m	10.00 m
CARGA DE DISEÑO PARA PUENTES	H20-S16	H20-S16	H20-S16
TIPO DE PAVIMENTO	TRATAMIENTO SUPERFICIAL DOBLE O CONCRETO ASFALTICO		
TRATAMIENTO DE BERMAS	MATERIAL SELECTO COMPACTADO		

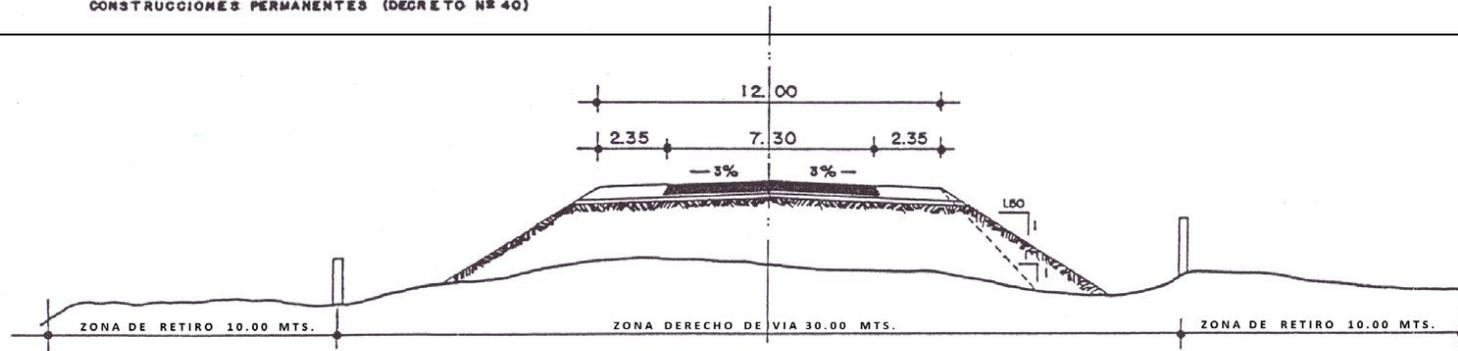
NORMAS DE DISEÑO
SECCIONES TÍPICAS
CLASIFICACION PRIMARIA



SECCION TÍPICA DE CORTE
EN TANGENTE

NOTA

- EN ZONA DE DERECHO DE VIA SE PROHIBE TERMINANTE CUALQUIER TIPO DE CONSTRUCCIONES .
- EN ZONA DE RETIRO SE PROHIBEN TERMINANTEMENTE LAS CONSTRUCCIONES PERMANENTES (DECRETO Nº 40)



SECCION TÍPICA DE RELLENO
EN TANGENTE

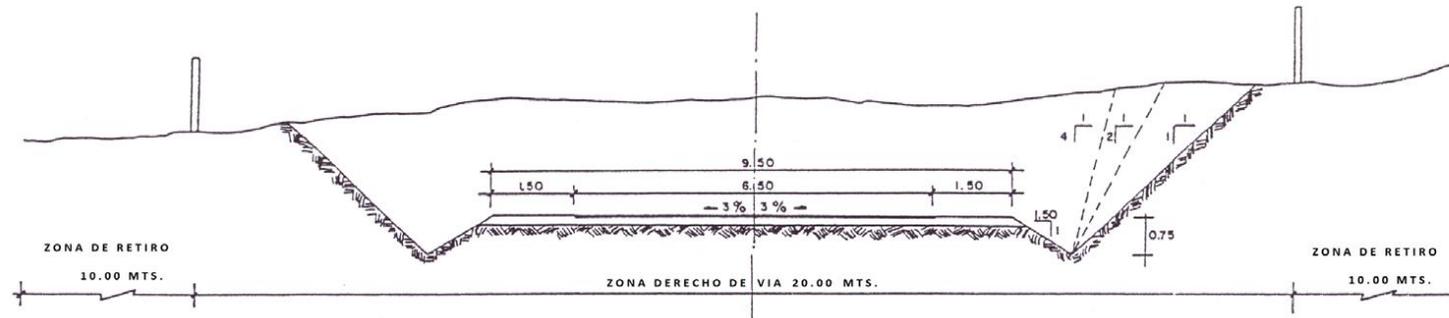
NORMAS DE DISEÑO DICIEMBRE 2016



NORMAS DE DISEÑO DICIEMBRE 2016
CLASIFICACION SECUNDARIA

CRITERIO DE DISEÑO	TERRENO PLANO	TERRENO ONDULADO	TERRENO MONTAÑOSO
VELOCIDAD DE DISEÑO	80 k/h	70 k/h	50 k/m
PENDIENTE MAXIMA	5.0%	6.0%	8.0%
RADIO MINIMO	150.00 m	100.00 m	60.00 m
DISTANCIA MINIMA ENTRE CURVAS HORIZONTALES	60.00 m	60.00 m	60.00 m
DISTANCIA MINIMA DE VISIBILIDAD	130.00 m	100.00 m	80.00 m
ANCHO DE LA VIA	9.50 m	9.50 m	9.50 m
ANCHO DEL PAVIMENTO	6.50 m	6.50 m	6.50 m
ANCHO DE BERMAS	1.50 m	1.50 m	1.50 m
ANCHO DE RODAMIENTO EN LOS PUENTES	7.40 m	7.40 m	7.40 m
ANCHO DE LA ZONA DE DERECHO DE VIA	20.00 m	20.00 m	20.00 m
ANCHO DE LA ZONA DE RETIRO	10.00 m	10.00 m	10.00 m
CARGA DE DISEÑO PARA PUENTES	H15-S12	H15-S12	H15-S12
TIPO DE PAVIMENTO	TRATAMIENTO SUPERFICIAL SIMPLE		
TRATAMIENTO DE BERMAS	MATERIAL SELECTO COMPACTADO		

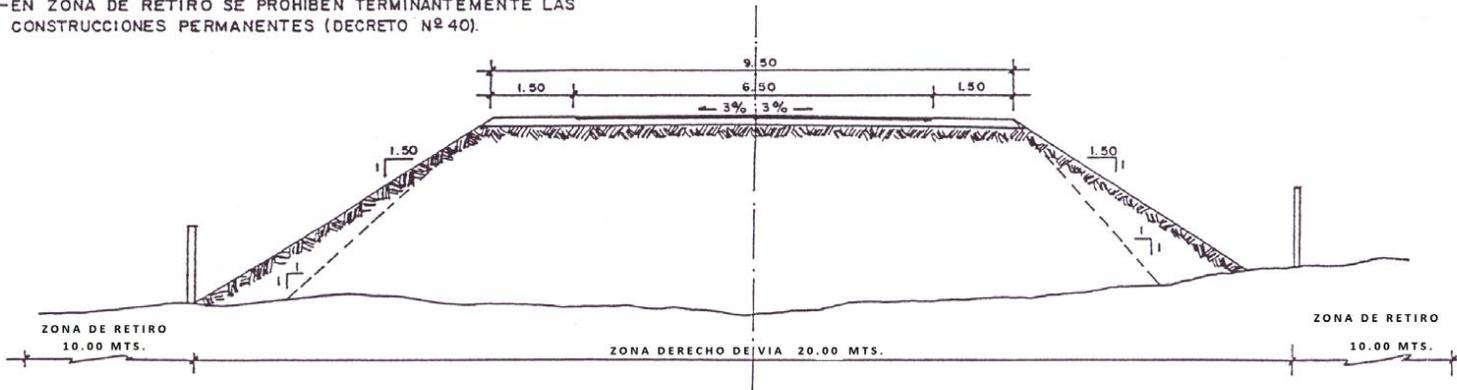
NORMAS DE DISEÑO
SECCIONES TÍPICAS
CLASIFICACION SECUNDARIA



NOTAS:

- EN ZONA DE DERECHO DE VIA SE PROHIBE TERMINANTEMENTE CUALQUIER TIPO DE CONSTRUCCION.
- EN ZONA DE RETIRO SE PROHIBEN TERMINANTEMENTE LAS CONSTRUCCIONES PERMANENTES (DECRETO Nº 40).

SECCION TIPICA DE CORTE
EN TANGENTE



SECCION TIPICA DE RELLENO
EN TANGENTE

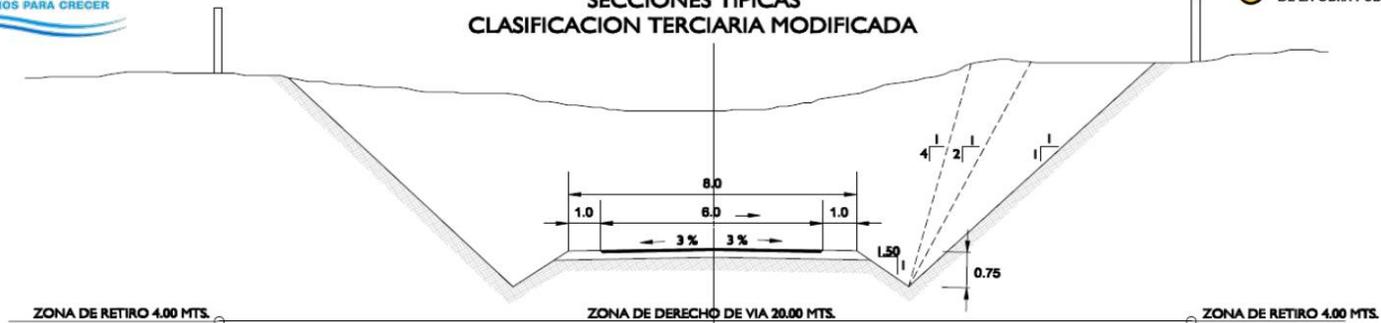
NORMAS DE DISEÑO DICIEMBRE 2016



NORMAS DE DISEÑO DICIEMBRE 2016
CLASIFICACION TERCARIA MODIFICADA

CRITERIO DE DISEÑO	TERRENO PLANO	TERRENO ONDULADO	TERRENO MONTAÑOSO
VELOCIDAD DE DISEÑO	60 k/h	50 k/h	40 k/m
PENDIENTE MAXIMA	6.0%	8.0%	10.0%
RADIO MINIMO	150.00 m	100.00 m	40.00 m
DISTANCIA MINIMA ENTRE CURVAS HORIZONTALES	50.00 m	50.00 m	50.00 m
DISTANCIA MINIMA DE VISIBILIDAD	130.00 m	100.00 m	80.00 m
ANCHO DE LA VIA	8.00 m	8.00 m	8.00 m
ANCHO DEL PAVIMENTO	6.00 m	6.00 m	6.00 m
ANCHO DE BERMAS	1.00 m	1.00 m	1.00 m
ANCHO DE RODAMIENTO EN LOS PUENTES	7.40 m	7.40 m	7.40 m
ANCHO DE LA ZONA DE DERECHO DE VIA	20.00 m	20.00 m	20.00 m
ANCHO DE LA ZONA DE RETIRO	4.00 m	4.00 m	4.00 m
CARGA DE DISEÑO PARA PUENTES	H15-S12	H15-S12	H15-S12
TIPO DE PAVIMENTO	TRATAMIENTO SUPERFICIAL SIMPLE/ CARPETA ASFÁLTICA O CONCRETO HIDRÁULICO		
TRATAMIENTO DE BERMAS	MATERIAL SELECTO COMPACTO / TRAMIENTO SUPERFICIAL SIMPLE		

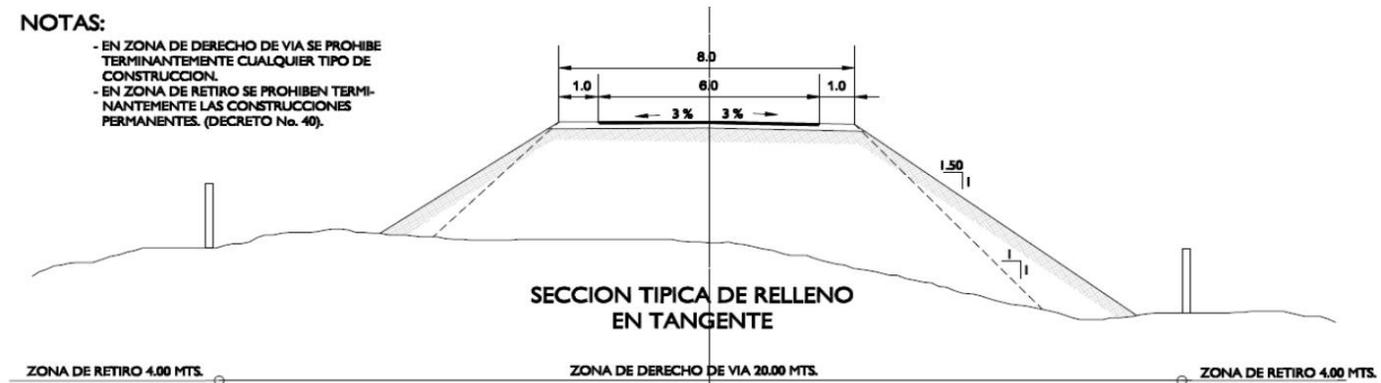
NORMAS DE DISEÑO
SECCIONES TÍPICAS
CLASIFICACION TERCIARIA MODIFICADA



SECCION TIPICA DE CORTE
EN TANGENTE

NOTAS:

- EN ZONA DE DERECHO DE VIA SE PROHIBE TERMINANTEMENTE CUALQUIER TIPO DE CONSTRUCCION.
- EN ZONA DE RETIRO SE PROHIBEN TERMINANTEMENTE LAS CONSTRUCCIONES PERMANENTES. (DECRETO No. 40).



SECCION TIPICA DE RELLENO
EN TANGENTE

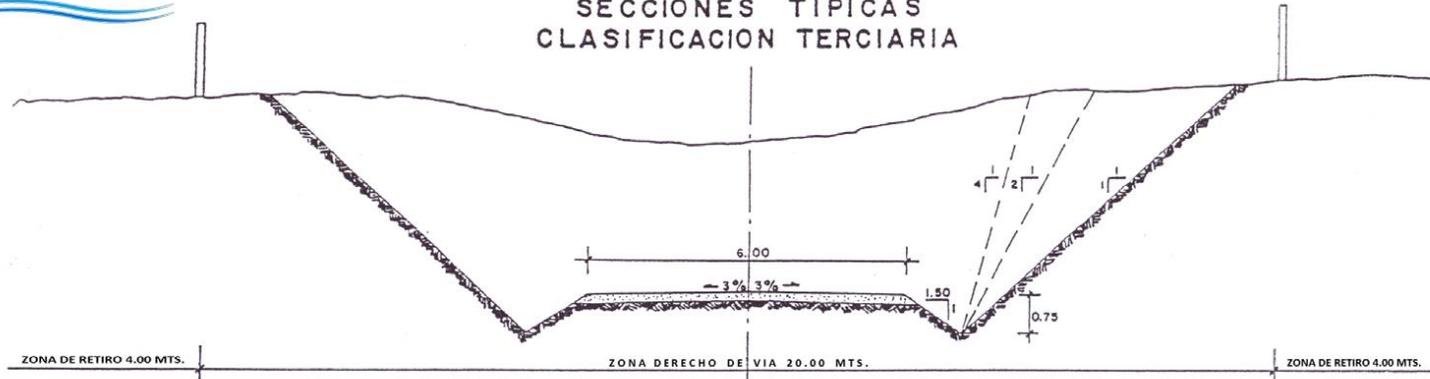
NORMAS DE DISEÑO DICIEMBRE 2016



NORMAS DE DISEÑO DE DICIEMBRE 2016
CLASIFICACION TERCIARIA

CRITERIO DE DISEÑO	TERRENO PLANO	TERRENO ONDULADO	TERRENO MONTAÑOSO
VELOCIDAD DE DISEÑO	60 k/h	50 k/h	40 k/m
PENDIENTE MAXIMA	6.0%	8.0%	10.0%
RADIO MINIMO	150.00 m	100.00 m	40.00 m
DISTANCIA MINIMA ENTRE CURVAS HORIZONTALES	50.00 m	50.00 m	50.00 m
DISTANCIA MINIMA DE VISIBILIDAD	120.00 m	100.00 m	80.00 m
ANCHO DE LA VIA	6.00 m	6.00 m	6.00 m
ANCHO DE RODAMIENTO EN LOS PUENTES	6.50 m	6.50 m	6.50 m
ANCHO DE LA ZONA DE DERECHO DE VIA	20.00 m	20.00 m	20.00 m
ANCHO DE LA ZONA DE RETIRO	4.00 m	4.00 m	4.00 m
CARGA DE DISEÑO PARA PUENTES	H15-S12	H15-S12	H15-S12
TIPO DE SUSPERFICIE	MATERIAL SELECTO COMPACTADO		

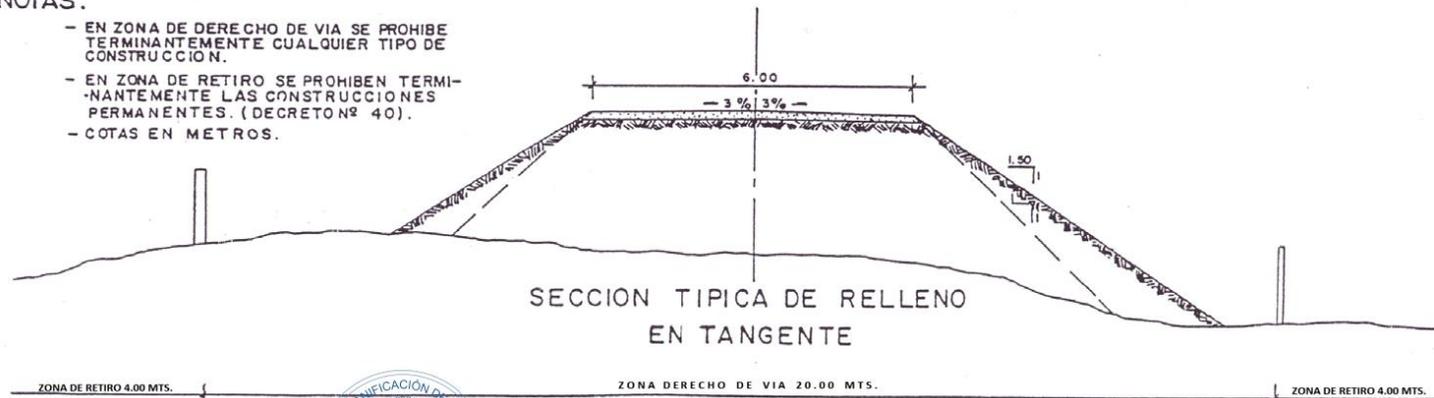
NORMAS DE DISEÑO
SECCIONES TÍPICAS
CLASIFICACION TERCIARIA



SECCION TÍPICA DE CORTE
EN TANGENTE

NOTAS:

- EN ZONA DE DERECHO DE VIA SE PROHIBE TERMINANTEMENTE CUALQUIER TIPO DE CONSTRUCCION.
- EN ZONA DE RETIRO SE PROHIBEN TERMINANTEMENTE LAS CONSTRUCCIONES PERMANENTES. (DECRETO Nº 40).
- COTAS EN METROS.



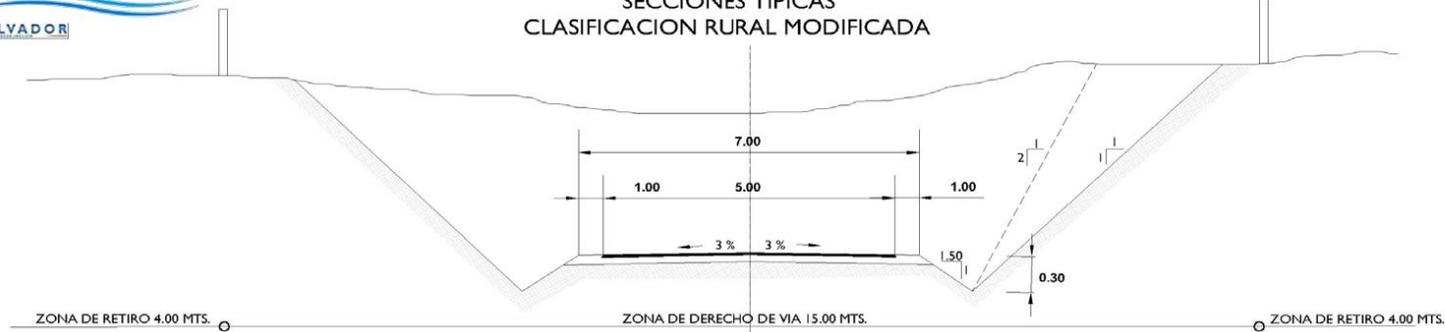
SECCION TÍPICA DE RELLENO
EN TANGENTE



NORMAS DE DISEÑO DICIEMBRE 2016
CLASIFICACION RURAL MODIFICADA

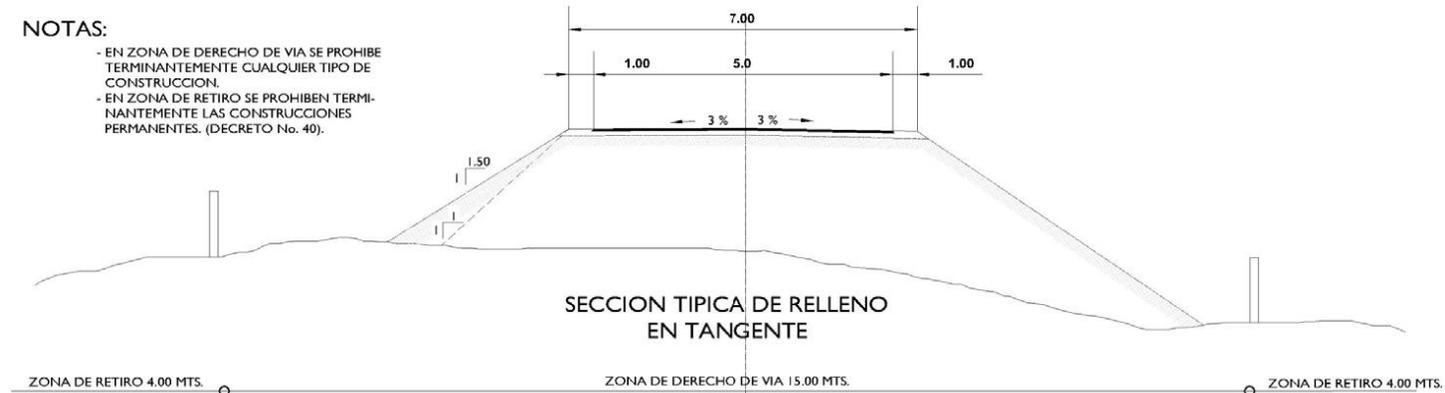
CRITERIO DE DISEÑO	TERRENO PLANO	TERRENO ONDULADO	TERRENO MONTAÑOSO
VELOCIDAD DE DISEÑO	50 k/h	40 k/h	30 k/m
PENDIENTE MAXIMA	6.0%	8.0%	12.0%
RADIO MINIMO	67.00 m	53.00 m	20.00 m
DISTANCIA MINIMA DE VISIBILIDAD	90.00 m	60.00 m	45.00 m
ANCHO DE LA VIA	5.00 m	5.00 m	5.00 m
ANCHO DEL PAVIMENTO	5.00 m	5.00 m	5.00 m
ANCHO DE HOMBRO LATERAL	1.00 m	1.00 m	1.00 m
ANCHO DE RODAMIENTO EN LOS PUENTES	3.00 m	3.00 m	3.00 m
ANCHO DE LA ZONA DE DERECHO DE VIA	15.00 m	15.00 m	15.00 m
ANCHO DE LA ZONA DE RETIRO	4.00 m	4.00 m	4.00 m
CARGA DE DISEÑO PARA PUENTES	H1544	H1544	H1544
TIPO DE PAVIMENTO	TRATAMIENTO SUPERFICIAL SIMPLE / CARPETA ASFÁLTICO O CONCRETO HIDRÁULICO		
TRATAMIENTO DE BERMAS	MATERIAL SELECTO COMPACTO		

NORMAS DE DISEÑO
SECCIONES TÍPICAS
CLASIFICACION RURAL MODIFICADA



SECCION TÍPICA DE CORTE
EN TANGENTE

- NOTAS:
- EN ZONA DE DERECHO DE VIA SE PROHIBE TERMINAMENTE CUALQUIER TIPO DE CONSTRUCCION.
 - EN ZONA DE RETIRO SE PROHIBEN TERMINAMENTE LAS CONSTRUCCIONES PERMANENTES. (DECRETO No. 40).



SECCION TÍPICA DE RELLENO
EN TANGENTE

NORMAS DE DISEÑO DICIEMBRE 2016

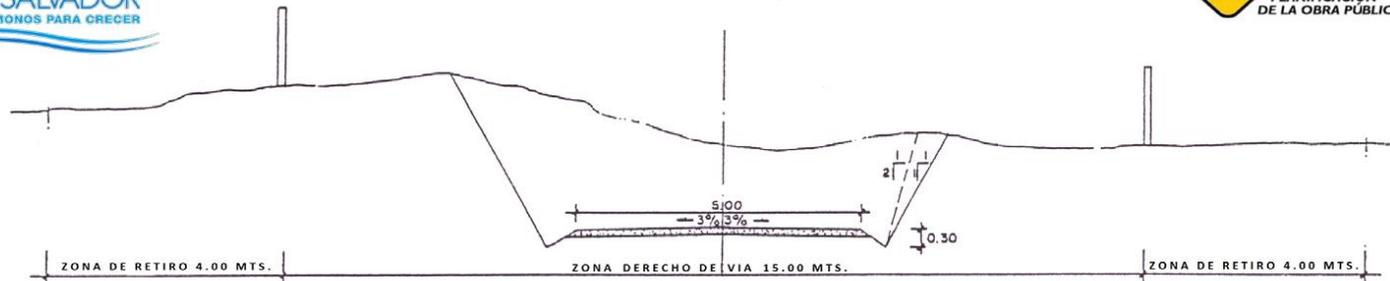


NORMAS DE DISEÑO DICIEMBRE 2016

CLASIFICACION RURAL

CRITERIO DE DISEÑO	TERRENO PLANO	TERRENO ONDULADO	TERRENO MONTAÑOSO
VELOCIDAD DE DISEÑO	50 k/h	40 k/h	30 k/m
PENDIENTE MAXIMA	6.0%	8.0%	12.0%
RADIO MINIMO	67.00 m	53.00 m	20.00 m
DISTANCIA MINIMA DE VISIBILIDAD	90.00 m	60.00 m	45.00 m
ANCHO DE LA VIA	5.00 m	5.00 m	5.00 m
ANCHO DE RODAMIENTO EN LOS PUENTES	3.00 m	3.00 m	3.00 m
ANCHO DE LA ZONA DE DERECHO DE VIA	15.00 m	15.00 m	15.00 m
ANCHO DE LA ZONA DE RETIRO	4.00 m	4.00 m	4.00 m
CARGA DE DISEÑO PARA PUENTES	H1544	H1544	H1544
TIPO DE SUSPERFICIE	REVESTIDA		

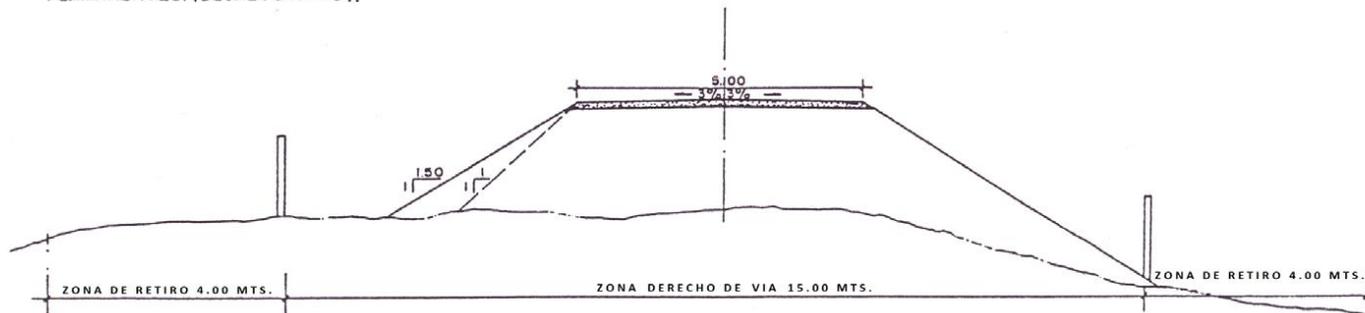
CLASIFICACION RURAL



SECCION TIPICA DE CORTE
EN - TANGENTE

NOTA:

- EN ZONA DE DERECHO DE VIA SE PROHIBE TERMINANTEMENTE CUALQUIER TIPO DE CONSTRUCCION.
- EN ZONA DE RETIRO SE PROHIBE TERMINANTEMENTE LAS CONSTRUCCIONES PERMANENTES. (DECRETO Nº 40).



SECCION TIPICA DE RELLENO
EN TANGENTE

NORMAS DE DISEÑO DICIEMBRE 2016



NORMAS DE DISEÑO DICIEMBRE 2016

CLASIFICACION VECINAL

CRITERIO DE DISEÑO	TERRENO PLANO	TERRENO ONDULADO	TERRENO MONTAÑOSO
VELOCIDAD DE DISEÑO	50 k/h	40 k/h	30 k/m
PENDIENTE MAXIMA	7.0%	10.0%	15.0%
RADIO MINIMO CURVAS HORIZONTALES	67.00 m	52.00 m	22.00 m
DISTANCIA MINIMA DE VISIBILIDAD	90.00 m	60.00 m	45.00 m
ANCHO DE LA VIA	5.00 m	5.00 m	5.00 m
ANCHO DE RODAMIENTO EN LOS PUENTES	3.00 m	3.00 m	3.00 m
ANCHO DE LA ZONA DE DERECHO DE VIA	15.00 m	15.00 m	15.00 m
CARGA DE DISEÑO PARA PUENTES	H1544	H1544	H1544
TIPO DE SUSPERFICIE	REVESTIDA		

NOTA:

LA PENDIENTE MAXIMA (15%) NO PODRA TENER UNA LONGITUD MAYOR DE 200 MT., DEBIENDO TENER DESPUES UN DESCANSO NO MENOR DE 300 MT. CON UNA PENDIENTE MAXIMA DE 5%

EL RELLENO DE LA ENTRADA DE TUBERIA DEBE TENER UN MINIMO DE 0.60 M.



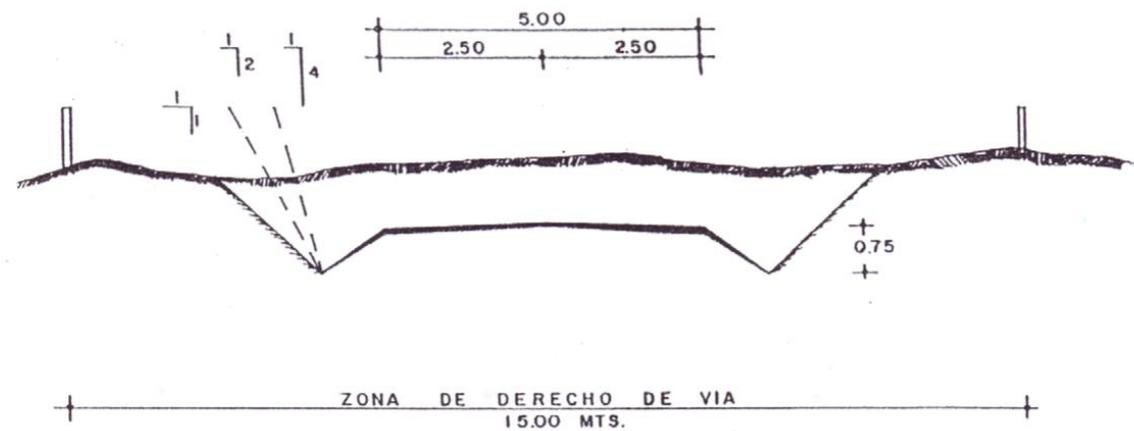
SECCIONES TÍPICAS



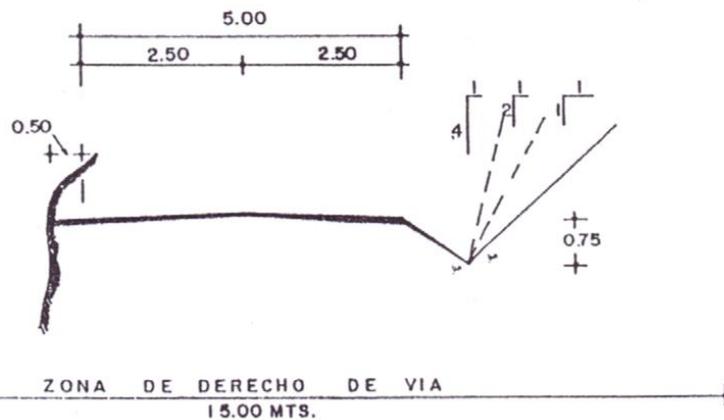
CLASIFICACION VECINAL

NORMAS DE DISEÑO DICIEMBRE 2016

SECCION TRANSVERSAL EN CORTE



SECCION TRANSVERSAL EN CORTE EN BALCON



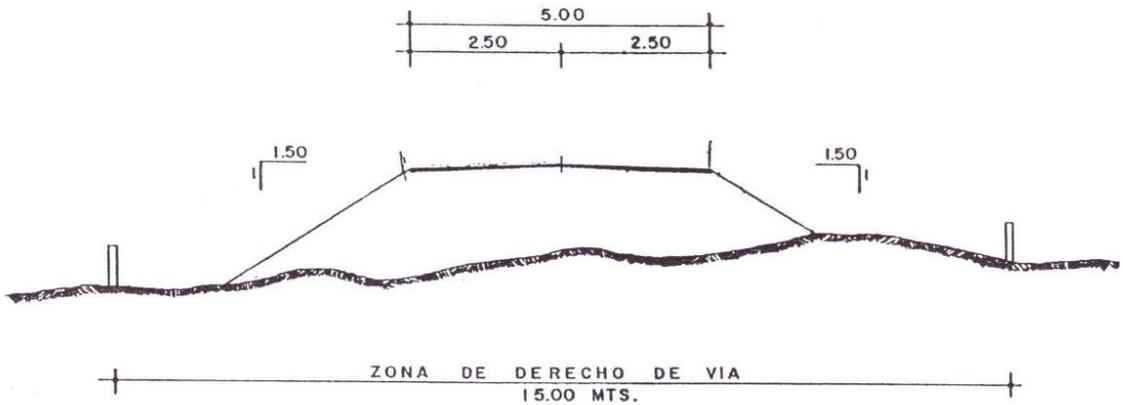


SECCIONES TÍPICAS CLASIFICACION VECINAL



NORMAS DE DISEÑO DICIEMBRE 2016

SECCION TRANSVERSAL EN RELLENO



SECCION TRANSVERSAL EN RELLENO Y CORTE

