

mmc  
66701

T  
P222  
2014

UNIVERSIDAD DE VALPARAÍSO  
FACULTAD DE INGENIERÍA  
ESCUELA DE INGENIERÍA CIVIL



Sensibilidad del Diseño de Pavimentos Asfálticos por  
Método AASHTO en Función de las Características  
Drenantes de las Capas Granulares.

Por:

Gabriel Marcelo Parada Morales

Trabajo de Título para Optar al Grado de Licenciado en  
Ciencias de la Ingeniería y Título de Ingeniero Civil

Profesor Guía: Sr. Guillermo Brante Lara

Agosto, 2014

R. 16/15

- Pavimento Flexibles  
- Sistemas de Drenaje  
- Partículas de SUELO.

### Apuntes de clase

A lo largo de este curso vamos a ir viendo cómo se relacionan los diferentes aspectos de la vida social y económica de una sociedad, y cómo se van desarrollando a lo largo del tiempo. Vamos a ver cómo se van formando las diferentes instituciones y cómo se van relacionando entre sí.

En primer lugar vamos a ver cómo se relacionan la economía y la política, y cómo se van formando las diferentes instituciones y cómo se van relacionando entre sí. Vamos a ver cómo se van formando las diferentes instituciones y cómo se van relacionando entre sí.

A lo largo de este curso vamos a ir viendo cómo se relacionan los diferentes aspectos de la vida social y económica de una sociedad, y cómo se van desarrollando a lo largo del tiempo. Vamos a ver cómo se van formando las diferentes instituciones y cómo se van relacionando entre sí.

A lo largo de este curso vamos a ir viendo cómo se relacionan los diferentes aspectos de la vida social y económica de una sociedad, y cómo se van desarrollando a lo largo del tiempo. Vamos a ver cómo se van formando las diferentes instituciones y cómo se van relacionando entre sí.

A lo largo de este curso vamos a ir viendo cómo se relacionan los diferentes aspectos de la vida social y económica de una sociedad, y cómo se van desarrollando a lo largo del tiempo. Vamos a ver cómo se van formando las diferentes instituciones y cómo se van relacionando entre sí.

A lo largo de este curso vamos a ir viendo cómo se relacionan los diferentes aspectos de la vida social y económica de una sociedad, y cómo se van desarrollando a lo largo del tiempo. Vamos a ver cómo se van formando las diferentes instituciones y cómo se van relacionando entre sí.

*A mi abuela Melania*

## Agradecimientos

*A mi madre, que siempre ha confiado en mí, en que puedo lograr todo lo que me propongo, que ha sabido sacrificarse para que yo logre mis metas, y llegue a tener un futuro mejor. A mi padre, que generó en mí un cariño a esta carrera, y ha sabido apoyarme durante momentos duros y darme soluciones a muchos problemas.*

*A mi familia, especialmente a mis tíos Luis y Ester, que me han motivado a ser siempre mejor y han sabido darme tranquilidad en los momentos más difíciles. A mi abuela que constantemente me dio su cariño y confianza, que ha hecho de mí una mejor persona y no pasa un día sin que no te extrañe.*

*A mi pareja de toda la vida, con la que he compartido todo este proceso de aprendizaje y ha sido mi pilar durante todos estos años, me dio los dos más grandes regalos que podría haber recibido, Javier y Fernando, los cuales me han hecho madurar y tomar la vida con más responsabilidad.*

*A don Guillermo Brante, por sobre todo su motivación, siempre tuvo un tiempo para recibirme y orientarme en este trabajo, le agradezco todo su apoyo y buena voluntad por sobre su labor como académico.*

*A la Universidad y sus profesores, que más que solo conocimiento entregan experiencia, enseñan el significado de ser profesional y puedes contar con su apoyo en todo momento. A las tías de recepción que nos esperaban hasta tarde para que pudiésemos estudiar.*

*Y finalmente a todos mis amigos y futuros colegas: Bárbara, Winkler, Beto, Pablo, Tatí, Amaro, Pancho entre tantos, y aquellos que estarán siempre presentes como: el Peña, el Rafa y Daniel amigos para toda la vida y que compartimos tantos momentos dentro y fuera de la universidad.*

## Índice

Glosario .....	7
Lista de Abreviaturas o Siglas.....	8
Lista de Tablas .....	9
Lista de Figuras .....	12
Lista de Ecuaciones .....	14
Resumen .....	16
Capítulo I - Introducción .....	17
1.1 Planteamiento del problema .....	17
1.2 Objetivos .....	19
1.2.1 Objetivo general: .....	19
1.2.2 Objetivos específicos: .....	19
1.3 Alcances .....	19
1.4 Metodología de trabajo .....	20
Capítulo II - Marco Teórico.....	22
2.1 Pavimentos flexibles .....	22
2.1.1 Principales deterioros.....	23
2.2 Suelos .....	24
2.2.1 Requerimientos generales .....	24
2.2.2 Capacidad de Soporte .....	25
2.2.3 Límites de Atterberg .....	26
2.2.4 Relación humedad densidad.....	27
2.3 Composición de los suelos .....	29
2.3.1 Partículas del suelo .....	29
2.3.2 Comportamiento de suelos .....	30
2.3.2.1 Tensión efectiva .....	30
2.3.3 Clasificación .....	32
2.3.3.1 Sistema de clasificación AASHTO.....	32
2.3.3.2 Sistema de Clasificación Unificado de Suelos (USCS) .....	34
2.4 Permeabilidad de los suelos .....	36
2.4.1 Ley de Darcy .....	36
2.4.1.1 Validez de la ley de Darcy.....	37
2.4.2 Gradiente hidráulico .....	38

2.4.3 Coeficiente de permeabilidad.....	39
2.4.4 Factores que influyen en el valor del coeficiente de permeabilidad .....	40
2.4.4.1 Relación de vacíos .....	40
2.4.4.2 Temperatura del agua .....	42
2.4.4.3 Estructura y estratificación .....	42
2.4.4.4 Tamaño de partículas .....	43
2.4.4.5 Agujeros y fisuras.....	43
2.4.4.6 Aire encerrado y materiales extraños en los vacíos .....	43
2.4.5 Determinación del coeficiente de permeabilidad .....	45
2.5 Capas que componen el pavimento asfáltico .....	46
2.5.1 Subrasante .....	46
2.5.2 Subbase granular .....	46
2.5.3 Base granular .....	46
2.5.4 Carpeta asfáltica .....	47
Capítulo III - Caracterización de los Parámetros .....	48
3.1 Reposición Ruta F-50 sector Lo Orozco – Quilpué .....	48
3.1.1 Descripción general de las obras.....	48
3.1.2 Ejes equivalentes .....	48
3.1.3 Número estructural.....	51
3.1.3.1 Serviciabilidad .....	51
3.1.3.2 Solicitaciones .....	52
3.1.3.3 Confiabilidad.....	52
3.1.3.4 Módulos resilientes y elásticos.....	53
3.1.3.5 Determinación del número estructural mediante Manual de carreteras .....	53
3.1.3.6 Determinación del número estructural mediante AASHTO .....	54
3.1.4 Materiales utilizados en la obra ejecutada .....	55
3.1.4.1 Subrasante .....	55
3.1.4.2 Material para Subbase .....	55
3.1.4.3 Material para Bases granular .....	55
Capítulo IV - Permeabilidad y drenaje de los Suelos.....	59
4.1 Conceptos básicos de drenaje.....	59
4.2 Principales daños producidos por humedad.....	60
4.3 Sistemas de drenaje subterráneo de caminos.....	62
4.3.1 Drenes longitudinales.....	62

4.3.2 Drenes transversales y horizontales .....	63
4.3.3 Sistemas de pozos .....	64
4.3.4 Bases permeables .....	65
4.4 Consideraciones de drenaje .....	66
4.5 Coeficientes de drenaje .....	66
Capítulo V - Diseño Preliminar .....	72
5.1 Diseño mediante Manual de Carreteras .....	72
5.1.1 Estructuración de las capas .....	75
5.1.1.1 Coeficientes estructurales .....	75
5.1.1.2 Coeficientes de drenaje .....	76
5.1.1.3 Espesores de las capas .....	76
5.2 Diseño mediante AASHTO .....	78
5.2.1 Estructuración de las capas .....	80
5.2.1.1 Coeficientes estructurales .....	80
5.2.1.2 Coeficientes de drenaje .....	81
5.2.1.3 Espesores de las capas .....	82
Capítulo VI - Determinación de la Sensibilidad de Diseño .....	84
6.1 Determinación por método del Manual de Carreteras .....	84
6.2 Determinación mediante método AASHTO .....	92
Capítulo VII - Análisis y Expresión de Resultados .....	101
7.1 Variación de las capas asfálticas .....	101
7.2 Variación de la capa de base granular .....	101
7.3 Ruta Lo Orozco .....	103
7.4 Variación del número estructural destinado a la base .....	106
7.5 Variación de los coeficientes de drenaje .....	111
7.6 Efecto de la longitud resultante .....	115
7.7 Bases permeables .....	117
7.8 Costos totales .....	119
Capítulo VIII - Conclusiones .....	122
Referencias Bibliográficas .....	124
Anexo A .....	125
Anexo B .....	128
Anexo C .....	132

## Glosario

**Años de vida útil:** Periodo durante el cual el pavimento se mantiene dentro de márgenes establecidos.

**Base drenante:** Capa de base diseñada para remover rápidamente el agua de infiltración.

**Base granular:** Capa de material seleccionado, colocado sobre la subbase para proporcionar soporte uniforme y estable para la carpeta de rodadura.

**Carpeta de rodadura:** Capa superior de la estructura de pavimento.

**Ejes equivalentes:** Eje simple de rueda doble, de 80 KN (18 Kips) de peso, considerado como eje patrón.

**Factor de pista:** Forma en que se distribuye el tránsito pesado por las diferentes pistas.

**Granulometría:** Medición y graduación de una muestra de suelo.

**Módulo Resiliente:** Representa el módulo elástico del material después de haber sido sometido a cargas cíclicas.

**Pavimento flexible:** Aquellos pavimentos cuya estructura total se deflecta dependiendo de las cargas que transitan por él, compuestas por capas de mezclas asfálticas apoyadas sobre capas de suelos seleccionados, con y sin tratar o directamente sobre la subrasante.

**PAVIVIAL:** Programa computacional para diseño de pavimentos flexibles (MOP).

**Subbase granular:** Capa de material seleccionado, colocado para soportar la capa de base.

**Subrasante:** Suelo de fundación para todo el paquete estructural de un pavimento.

**Tasas de crecimiento:** Tasa de variación del volumen de tránsito, normalmente diferente para cada tipo de vehículo.

**Tiempo a drenar:** Tiempo requerido para eliminar el agua atrapada desde un nivel saturado a un nivel específico.

**Tránsito medio diario anual:** Promedio aritmético de los volúmenes diarios para todos los días del año, previsible o existente en una sección dada de la vía.

**Vehículos Livianos:** Automóviles, camionetas de hasta 1500 kg.

**Vida de diseño:** Periodo durante la serviciabilidad se mantiene dentro de ciertos límites.

## Lista de Abreviaturas o Siglas

**AASHTO:** *American Association of State Highways Officials.*

**ASTM:** *American Society for Testing Materials.*

**CA:** Concreto asfáltico de rodadura (*Asphalt Concrete*).

**CBR:** Razón de soporte de california, *California Bearing Ratio.*

**CC:** Coeficiente de curvatura.

**CU:** Coeficiente de uniformidad.

**D.M.C.S:** Densidad máxima compactada seca.

**EE:** Eje equivalente de 80 KN (kips).

**ESRD:** Eje Simple de rueda doble.

**FHWA:** *Federal Highway Administration.*

**F<sub>R</sub>:** Factor de confiabilidad.

**IG:** Índice de grupo.

**IP:** Índice de plasticidad.

**K:** Permeabilidad de la capa de pavimento.

**LL:** Límite Líquido.

**LP:** Límite Plástico.

**mi:** Coeficiente de drenaje para pavimentos flexibles.

**MOP:** Ministerio de Obras Públicas.

**M<sub>R</sub>:** Módulo resiliente del suelo de la subrasante.

**NE:** Número estructural de diseño (mm).

**S1:** Factor de pendiente.

**SN:** Número estructural de diseño (pulgadas).

**TMAPA:** Temperatura media anual ponderada del aire.

**TMDA:** Tránsito medio diario anual.

**TMMA:** Temperatura media mensual del aire.

**TRRL:** *Transport and Road Research Laboratory.*

**U:** Porcentaje de drenado.

**USCS:** Sistema Unificado de Clasificación de Suelos.

## Lista de Tablas

Tabla 2.1 – Límites de consistencia o de Atterberg.....	24
Tabla 2.2 – Bandas granulométricas para subbases, bases y capas de rodadura.....	24
Tabla 2.3 – Requisitos de CBR para suelos de subbases.....	25
Tabla 2.4 – Requisitos de CBR para bases según tipo de capa de rodadura.....	25
Tabla 2.5 – Clasificación y uso de suelo según valor de CBR.....	26
Tabla 2.6 – Estados del suelo según humedad.....	26
Tabla 2.7 – Límites de tamaño de suelos.....	29
Tabla 2.8 – Clasificación de suelos AASHTO para materiales granulares.....	32
Tabla 2.9 – Clasificación de suelos AASHTO para materiales finos.....	33
Tabla 2.10 – Clasificación de suelos USCS, para suelos gruesos.....	34
Tabla 2.11 – Clasificación de Suelos USCS, pasa suelos finos.....	35
Tabla 2.12 – Permeabilidad característica de algunos suelos.....	35
Tabla 3.1 – Tránsito medio diario anual año 2014.....	48
Tabla 3.2 – Tasas de crecimiento vehicular.....	49
Tabla 3.3 – Cálculo de tránsito medio diario total del año.....	49
Tabla 3.4 – Cálculo de ejes equivalentes de diseño.....	50
Tabla 3.5 – Índices de serviciabilidad.....	51
Tabla 3.6 – Vida de diseño.....	52
Tabla 3.7 – Nivel de confianza y valor de la desviación normal del error combinado.....	52
Tabla 3.8 – Análisis bases granulares.....	56
Tabla 3.9 – Granulometría base granular de diseño.....	57
Tabla 3.10 – Valores de viscosidad del agua.....	58
Tabla 3.11 – Coeficiente de permeabilidad base granular.....	58
Tabla 4.1 – Condiciones que debe cumplir una base drenante según AASHTO 93.....	65
Tabla 4.2 – Definiciones AASHTO para el drenaje del pavimento.....	66
Tabla 4.3 – Coeficientes de drenaje sugeridos por AASHTO.....	69
Tabla 4.4 – Coeficientes de drenaje sugeridos por Manual de Carreteras.....	70

Tabla 5.1 – Limitaciones a los espesores de las capas estructurales.....	72
Tabla 5.2 – Coeficientes estructurales para las capas de pavimento .....	75
Tabla 5.3 – Cálculo de la temperatura media anual ponderada del aire .....	76
Tabla 5.4 – Determinación del $NE_A$ .....	77
Tabla 5.5 – Determinación de espesores finales.....	77
Tabla 5.6 – Verificación de números estructurales mínimos a colocar .....	77
Tabla 5.7 – Espesores mínimos sugeridos por AASHTO.....	79
Tabla 5.8 – Coeficientes estructurales de las capas de pavimento.....	80
Tabla 5.9 – Determinación de los números estructurales mínimos a colocar .....	82
Tabla 5.10 – Espesores finales mediante método AASHTO .....	82
Tabla 5.11 – Comparación de diseño AASHTO y Manual de Carreteras. ....	83
Tabla 6.1 – Coeficientes estructurales y de drenaje, método Manual de Carreteras.....	86
Tabla 6.2 – Espesores de las capas de pavimento asfáltico, método Manual de Carreteras.....	87
Tabla 6.3 – Volúmenes de asfalto mediante diseño Manual de Carreteras.....	88
Tabla 6.4 – Volúmenes de base mediante diseño Manual de Carreteras.....	88
Tabla 6.5 – Costo total carpeta asfáltica.....	89
Tabla 6.6 – Costo de bases granulares .....	89
Tabla 6.7 – Costos totales por metro lineal de camino, método Manual de Carreteras.....	90
Tabla 6.8 – Verificación de número estructural total de las capas .....	91
Tabla 6.9 – Coeficientes de drenaje y espesores de diseño .....	94
Tabla 6.10 – Volúmenes de asfalto mediante diseño AASHTO .....	95
Tabla 6.11 – Volúmenes de base mediante diseño AASHTO .....	96
Tabla 6.12 – Costo total carpeta asfáltica.....	96
Tabla 6.13 – Costo de bases granulares .....	97
Tabla 6.14 – Costos totales por metro lineal de camino, método AASHTO.....	98
Tabla 6.15 – Verificación de los números estructurales de diseño .....	100
Tabla 7.1 – Variación costo base granular, método Manual de Carreteras .....	101
Tabla 7.2 – Variación costo base granular, método AASHTO .....	102
Tabla 7.3 – Espesores, coeficientes y números estructurales Ruta Lo Orozco .....	103
Tabla 7.4 – Variación costos de base Ruta Lo Orozco, método MC.....	103
Tabla 7.5 – Variación costos de base ruta Lo Orozco, método AASHTO .....	104

Tabla 7.6 – Números estructurales destinados a la base granular .....	106
Tabla 7.7 – Variación de espesores de capa de base para diferentes NE, método MC.....	106
Tabla 7.8 – Variación de los costos de base para diferentes NE, método MC. ....	107
Tabla 7.9 – Variación de los NE para diferentes NE destinados a la base, método MC. ....	108
Tabla 7.10 – Variación de espesores de base para diferentes NE, método AASHTO. ....	109
Tabla 7.11 – Variación de costos de base para diferentes NE, método AASHTO.....	110
Tabla 7.12 – Variación de los tiempos a drenar .....	112
Tabla 7.13 – Análisis de costos totales, método MC.....	119
Tabla 7.14 – Análisis de costos totales, método AASHTO.....	120

## Lista de Figuras

Figura 1.1 – Diagrama de flujo.....	21
Figura 2.1 – Comportamiento de los pavimentos .....	22
Figura 2.2 – Fases de un suelo.....	30
Figura 2.3 – Esquema de filtración lineal .....	38
Figura 2.4 – Gráfico para determinar $k_{85}$ en función de la relación de vacíos .....	41
Figura 2.5 – Valores del coeficiente de permeabilidad en distintos suelos .....	44
Figura 2.6 – Esquema de permeámetro de carga constante.....	45
Figura 2.7 – Esquema de permeámetro de carga variable.....	45
Figura 4.1 – Dren longitudinal .....	62
Figura 4.2 – Drenes interceptores longitudinales .....	63
Figura 4.3 – Drenes transversales conectados a un dren longitudinal.....	63
Figura 4.4 – Drenes interceptores transversales .....	64
Figura 4.5 – Sistema de pozos .....	64
Figura 4.6 – Geometría de la capa de drenaje .....	68
Figura 4.7 – Relación entre factor de pendiente y factor de tiempo.....	68
Figura 4.8 – Determinación coeficientes de drenaje.....	71
Figura 5.1 – Perfil tipo pavimento flexible .....	74
Figura 5.2 – Número estructural en función de las capas de pavimento.....	78
Figura 5.3 – Perfil tipo de pavimento .....	81
Figura 6.1 – Determinación de la variación del volumen de la base granular método MC .....	85
Figura 6.2 – Variación de los espesores de la base granular.....	87
Figura 6.3 – Perfil tipo pavimento flexible .....	88
Figura 6.4 – Variación de los costos totales .....	90
Figura 6.5 - Determinación de la variación del volumen de la base granular método AASHTO.....	93
Figura 6.6 – Espesores finales base granular en función de la permeabilidad .....	95
Figura 6.7 – Variación de los costos totales en función de la permeabilidad de la base .....	100

Figura 7.1 – Variación costo total ruta Lo Orozco, método MC.....	105
Figura 7.2 – Variación costo total ruta Lo Orozco, método AASHTO.....	106
Figura 7.3 – Variación costo total de la base para diferentes NE, método MC.....	109
Figura 7.4 – Variación costo total de la base para diferentes NE, método AASHTO.....	112
Figura 7.5 – Variación del tiempo a drenar.....	115
Figura 7.6 – Variación del tiempo a drenar para diferentes.....	115
Figura 7.7 – Perfiles transversales de pavimento.....	116
Figura 7.8 – Variación del tiempo a drenar.....	116
Figura 7.9 – Variación de los espesores de diseño.....	117
Figura 7.10 – Variaciones de los costos totales.....	117
Figura 7.11 – Comparación base drenante AASHTO - banda granulométrica TM – 50 C.....	118
Figura 7.12 – Comparación base drenante AASHTO - banda granulométrica TM – 50 B.....	119
Figura 7.13 – Comparación base drenante AASHTO - banda granulométrica TM – 25.....	119
Figura 7.14 – Relación de costos totales, MC.....	121
Figura 7.15 – Relación de costos totales, AASHTO.....	122

## Lista de Ecuaciones

Ecuación 2.1 - Determinación de tensión efectiva de un suelo saturado .....	31
Ecuación 2.2 - Determinación de la relación de vacíos .....	31
Ecuación 2.3 - Determinación de la porosidad .....	31
Ecuación 2.4 - Determinación de el grado de saturación .....	31
Ecuación 2.5 - Relación entre porosidad y relación de vacíos .....	31
Ecuación 2.6 - Relación entre relación de vacíos y porosidad .....	31
Ecuación 2.7 - Determinación del índice de grupo .....	33
Ecuación 2.8 - Determinación del índice de grupo para suelos arcillosos .....	33
Ecuación 2.9 - Determinación del coeficiente de curvatura.....	34
Ecuación 2.10 - Determinación del coeficiente de uniformidad.....	34
Ecuación 2.11 - Determinación del caudal o gasto.....	36
Ecuación 2.12 - Relación de continuidad hidráulica .....	37
Ecuación 2.13 - Determinación de la velocidad de flujo .....	37
Ecuación 2.14 - Determinación de la carga total .....	38
Ecuación 2.15 - Determinación de la pérdida de carga hidráulica .....	39
Ecuación 2.16 - Determinación del gradiente hidráulico.....	39
Ecuación 2.17 - Determinación del gradiente de presiones .....	39
Ecuación 2.18 - Determinación de la velocidad en arenas firmes saturadas .....	39
Ecuación 2.19 - Determinación del coeficiente de permeabilidad .....	40
Ecuación 2.20 - Relación entre coeficiente de permeabilidad y caudal o gasto .....	40
Ecuación 2.21 - Relación entre permeabilidad y relación de vacíos .....	41
Ecuación 2.22 - Relación entre permeabilidad y viscosidad cinemática .....	42
Ecuación 2.23 - Determinación de la viscosidad cinemática del agua .....	42
Ecuación 2.24 - Relación del coeficiente de permeabilidad y temperatura del agua .....	42
Ecuación 2.25 - Relación entre permeabilidad y el tamaño de las partículas (ley de Poiseuille).....	43
Ecuación 3.1 - Relación entre ejes equivalentes y número estructural, MC .....	51
Ecuación 3.2 - Determinación del factor beta para ecuación 3.1 .....	51
Ecuación 3.3 - Determinación del factor de confiabilidad .....	52
Ecuación 3.4 - Relación entre módulo resiliente y CBR (CBR < 12%).....	53
Ecuación 3.5 - Relación entre módulo resiliente y CBR (12 ≤ CBR < 80%).....	53
Ecuación 3.6 - Relación entre ejes equivalentes y número estructural, AASHTO .....	54

Ecuación 4.1 - Determinación de los espesores de diseño para pavimento flexible.....	66
Ecuación 4.2 - Determinación del tiempo de drenaje .....	67
Ecuación 4.3 - Determinación del factor "m" .....	67
Ecuación 4.4 - Determinación del factor de pendiente .....	67
Ecuación 4.5 - Determinación de la pendiente resultante .....	67
Ecuación 4.6 - Determinación del largo resultante .....	67
Ecuación 4.7 - Determinación del porcentaje de tiempo próximo a la saturación .....	69
Ecuación 5.1 - Relación entre TMMA y factor de ponderación .....	73
Ecuación 5.2 - Relación entre $NE_A$ y espesores de las capas asfálticas .....	74
Ecuación 5.3 - Relación entre número estructural y espesores de las capas granulares, MC .....	74
Ecuación 5.4 - Determinación del coeficiente estructural de la capa asfáltica, MC .....	75
Ecuación 5.5 - Determinación del coeficiente estructural de la base, MC.....	75
Ecuación 5.6 - Determinación del coeficiente estructural de la subbase, MC.....	75
Ecuación 5.7 - Determinación del espesor de la capa asfáltica, AASHTO .....	79
Ecuación 5.8 - Determinación del número estructural dispuesto sobre la base, AASHTO.....	79
Ecuación 5.9 - Determinación del espesor de la base granular, AASHTO .....	79
Ecuación 5.10 - Determinación del número estructural dispuesto de la base, AASHTO.....	79
Ecuación 5.11 - Determinación del espesor de la subbase granular, AASHTO .....	79
Ecuación 5.12 - Determinación del número estructural dispuesto de la subbase, AASHTO .....	79
Ecuación 5.13 - Verificación de diseño en base a números estructurales, AASHTO .....	79
Ecuación 5.14 - Determinación del coeficiente estructural de la capa asfáltica, AASHTO .....	80
Ecuación 5.15 - Determinación del coeficiente estructural de la base, AASHTO .....	80
Ecuación 5.16 - Determinación del coeficiente estructural de la subbase, AASHTO .....	80

## Resumen

Los efectos nocivos del exceso de humedad en el pavimento pueden verse reflejados en un daño prematuro de la estructura. La humedad proveniente de una variedad de fuentes que pueden ingresar al pavimento, que en combinación con cargas de tráfico pesado y temperaturas de congelación pueden tener un profundo efecto negativo en las propiedades resistentes de los materiales y el rendimiento global del paquete estructural.

AASHTO (*American Association of State Highways and Transportation Officials*) proporciona una guía para el diseño de sistemas de drenaje y modificaciones en el procedimiento de diseño de pavimentos flexibles para aprovechar las mejoras en el rendimiento debido a un buen drenaje. Esto reflejado a través de coeficientes empíricos que mejoran la capacidad aportante de las capas no ligadas en la ecuación de diseño.

Pero lograr excelentes condiciones de drenaje, es decir, tiempos de drenaje menor o iguales a dos horas, con porcentajes de material fino cercanos a cero, altos índices de permeabilidad, además de las precauciones para garantizar estas propiedades por toda la vida de diseño, en la práctica tiene un valor excesivamente alto.

Pero en contraste, este aumento significativo en la capacidad aportante de las capas no ligadas, genera una disminución en el espesor final de las capas del pavimento, que por contraparte genera una disminución en los costos. Pero al evaluar esta condición, los gastos que conllevan las mejoras en la calidad de drenaje en comparación con los beneficios económicos totales del paquete estructural, ¿optimizarían el diseño?, y de no ser así ¿existe un punto intermedio que lo proporcione?

Además, al comparar los requisitos impuestos por AASHTO para determinar los valores de los coeficientes de drenaje, con los requisitos impuestos con el Manual de Carreteras, es posible ver algunas diferencias, que podrían generar variaciones en el diseño final del pavimento. Lo que lleva a una segunda pregunta, ¿Estas variaciones podrían influenciar una disminución en el rendimiento de la estructura? o comparativamente, ¿Estas variaciones a nivel nacional son despreciables en cuanto a rendimiento final, pero significativo en cuanto a costo de diseño?

En conclusión, es necesario estudiar los coeficientes de drenaje, su influencia en el diseño estructural y su determinación, lo que permitiría lograr mayor resistencia en el diseño de caminos, aumento en la vida útil del pavimento y rutas de mayor calidad, reflejados en una optimización de los materiales y menor costo de construcción.

# Capítulo I

## Introducción

### 1.1 Planteamiento del problema

Los Pavimentos Flexibles, como el concreto asfáltico, se deforman más que una losa común de hormigón, estos pavimentos se deterioran debido a que los materiales experimentan con el tiempo variaciones de algunas de sus propiedades, que se manifiestan con una disminución de la capacidad para soportar tensiones. Las cargas solicitantes, repetitivas y de gran magnitud, generan tensiones que superan la fase elástica de los materiales y por consiguiente los fatigan.

El concepto básico de diseño consiste en dotar al camino de un sistema estructuralmente resistente a las solicitaciones que impone el tránsito, proporcionando una superficie que permita una circulación cómoda y segura a la velocidad especificada, bajo variadas condiciones climáticas y por un período determinado. Diseñar consiste en determinar los tipos y espesores de las capas que resultan más económicas para lograr estos propósitos.

En los métodos de diseño, el comportamiento de estos sistemas depende de una cantidad muy significativa de factores, algunos resultan extremadamente difíciles de caracterizar en un modelo matemático.

La Dirección de Vialidad ha elegido como procedimiento de diseño de pavimentos flexibles, capas de mezclas asfálticas apoyadas sobre capas de suelos seleccionados, con y sin tratar o directamente sobre la subrasante, una adaptación a las condiciones nacionales de los métodos desarrollados en los Estados Unidos por la AASHTO (*American Association of State Highway and Transportation Officials*).

El método AASHTO considera los efectos del drenaje, modificando el coeficiente estructural en los pavimentos flexibles. La calidad del drenaje se expresa en función del tiempo que demora en drenar una estructura y el porcentaje del tiempo que ésta se encuentra sujeta a niveles de humedad cercanos a la saturación.

La conveniencia de drenar el agua fuera de la estructura del pavimento, ha sido un factor que siempre se ha considerado preponderante en el diseño de un camino. El exceso de agua que se origina, unido a la alta frecuencia y peso de las cargas solicitantes llevan con frecuencia a deterioros prematuros de la estructura, por lo que el método AASHTO considera directamente los efectos del contenido de humedad en los suelos de la subrasante, bases y subbases.

La construcción de pavimentos especialmente fuertes con el objetivo de resistir los efectos de la humedad, no es una solución segura, pues existen efectos destructivos causados por el agua atrapada dentro de la estructura.

Consecuentemente las actuales tendencias indican la necesidad de no sólo excluir al máximo el agua, sino que también dotarla de sistemas que la evacuen con la mayor rapidez posible.

De acuerdo con AASHTO, la calidad del drenaje es función del tiempo que demora una base o subbase saturada, en evacuar el 50% del agua. Sin embargo la calidad del drenaje también depende de factores tales como:

- La permeabilidad de la base.
- La permeabilidad del suelo de la subrasante.
- Existencia de sistema de drenes insertos en la base.
- La pendiente transversal.
- Distancia a que se encuentra los puntos de evacuación.
- El tiempo durante el cual la estructura se verá expuesto a niveles de humedad cercanas a la saturación, con más de 50%.
- La distribución y frecuencia de las precipitaciones que caracterizan la zona donde se localiza el proyecto.

Al tener un material granular de mejor calidad drenante, los coeficientes de drenaje de diseño, mejoran la capacidad aportante de las capas granulares. Modificando ciertamente los espesores finales de las capas para un mismo número estructural, presentando la interrogante, es posible optimizar el diseño en función de las características drenantes de las capas granulares, obteniendo un diseño que presente mayor calidad y un aumento en su vida útil, todo esto a un menor costo.

## 1.2 Objetivos

### 1.2.1 Objetivo general:

- Determinar la sensibilidad del diseño de pavimentos asfálticos nuevos por método AASHTO, en función de las características drenantes de la base y subbase granular.

### 1.2.2 Objetivos específicos:

- Determinar el número estructural (NE), mediante la fórmula general de diseño impuesta por AASHTO con los complementos dispuestos por el Manual de Carreteras.
- Diseñar el sistema multicapas que conforman el pavimento, compuestas por subbase, base y capa asfáltica.
- Estudiar la determinación de los coeficientes de drenaje, en función de las permeabilidades y granulometrías reales de las bases no ligadas.
- Relacionar estas permeabilidades a los coeficientes de drenaje sugeridos en el Manual de Carreteras – Volumen 3.
- Determinar la sensibilidad del espesor de la capa asfáltica, al mejorar las características drenantes de las bases granulares.
- Determinar el efecto en los coeficientes de drenaje, al modificar la geometría de la capa permeable.

## 1.3 Alcances

- El trabajo se realizará mediante un diseño de pavimento flexible nuevo, basado en el método AASHTO, versión 1993, con los complementos y ajustes descritos en el Manual de Carreteras Volumen 3 – Instrucciones y Criterios de Diseño; para un camino regional principal y una vida de diseño de 20 años, ubicado en la 5° Región de Valparaíso.

## 1.4 Metodología de trabajo

En primer lugar es necesario entregar la información para comprender la importancia de la permeabilidad en el diseño de pavimentos flexibles y su problemática, los daños producidos por el exceso de agua y las medidas más comunes para combatirlos. Será imprescindible un estudio tanto del manual AASHTO como Manual de Carreteras, además de una revisión bibliográfica con antecedentes propios del tema. Posteriormente es esencial entregar los valores y coeficientes que se mantendrán constantes durante el proceso, su determinación y características principales.

En una segunda etapa se determinarán los coeficientes de drenaje, considerando el procedimiento propuesto por AASHTO, comparando estos valores y su cálculo con el procedimiento definido en el Manual de Carreteras, para luego realizar el diseño preliminar, establecer los espesores finales y cubicar las diferentes capas.

Para estimar la sensibilidad del diseño en función de la permeabilidad de las capas granulares es necesario realizar un proceso iterativo de diseño, considerando diversas granulometrías, con variadas cantidades de material fino y permeabilidades. Realizar las respectivas cubicaciones y poder compararlas entre sí, Para finalmente, entregar las conclusiones respecto al procedimiento de cálculo de los respectivos coeficientes de drenaje, diseño de la plataforma, tanto por método AASHTO y Manual de Carreteras y las observaciones respectivas a los resultados obtenidos.

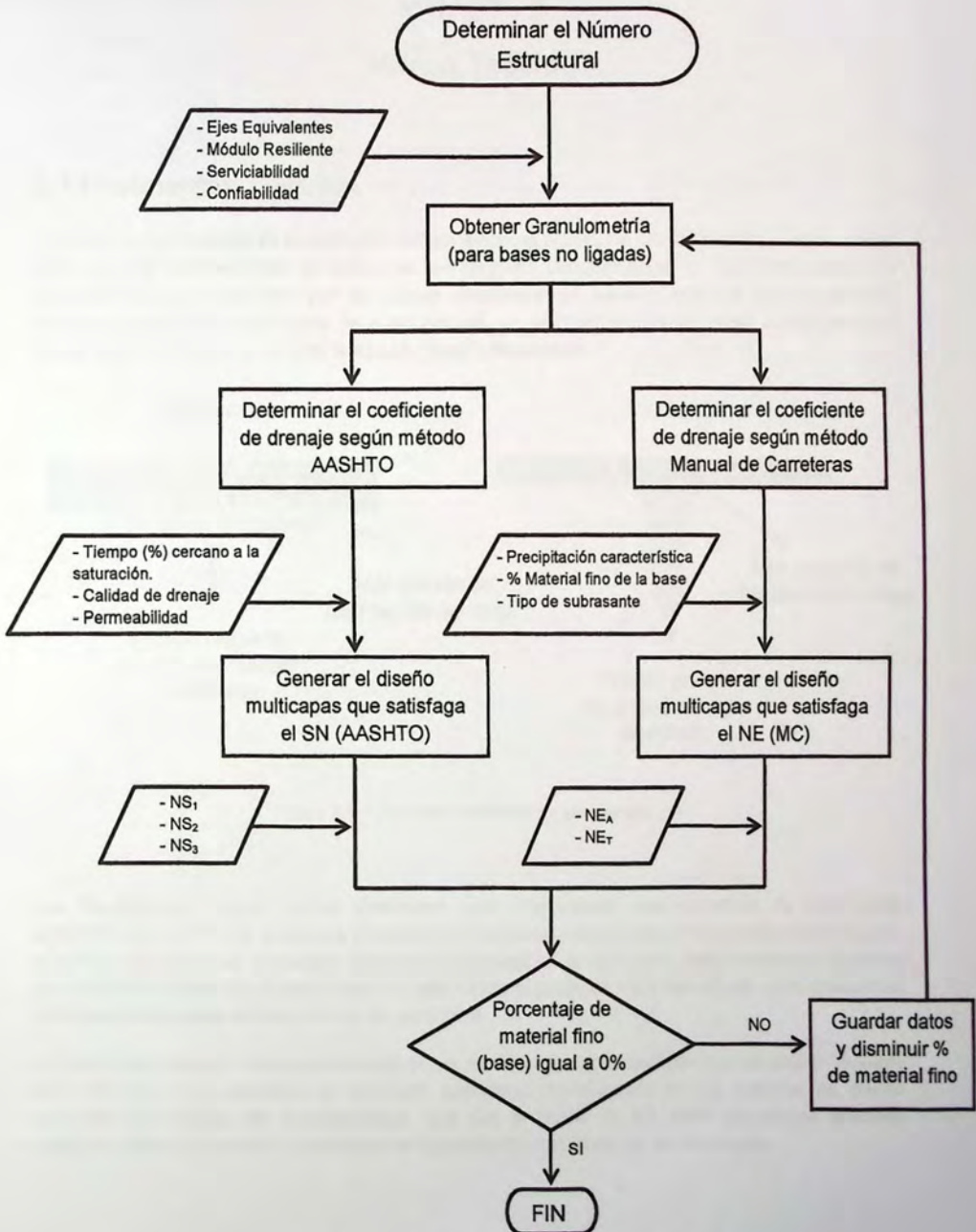


Figura 1.1 – Diagrama de flujo. (Elaboración Propia)

## Capítulo II

### Marco Teórico

#### 2.1 Pavimentos flexibles

Los pavimentos flexibles se caracterizan por ser sistemas multicapa con las capas de mejor calidad cerca de la superficie donde las tensiones son mayores, caracterizadas por una capa superior de concreto asfáltico, seguidas por las capas granulares de base y subbase respectivamente, colocadas sobre una subrasante de suelo natural. Un pavimento flexible trabaja distribuyendo la carga hasta que llegue a un nivel aceptable para la subrasante.

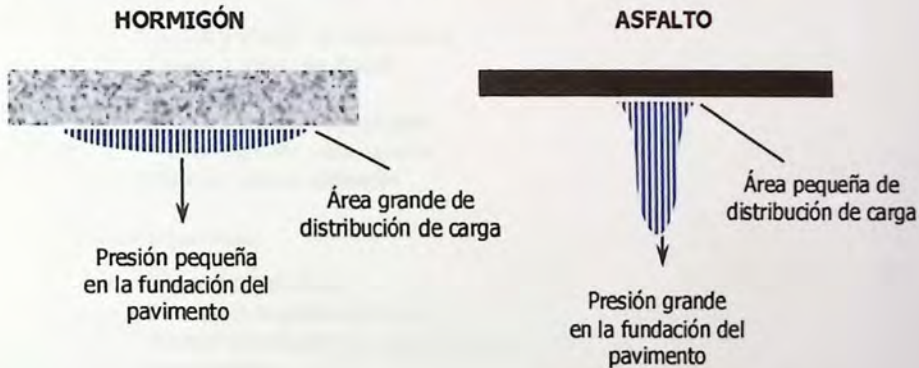


Figura 2.1 – Comportamiento de los pavimentos. [1]

Los Pavimentos flexibles están diseñados para proporcionar una superficie de rodamiento uniforme, resistente a la acción de tránsito y la intemperie. Debe soportar las cargas impuestas por el tráfico que producen esfuerzos normales y cortantes en la estructura, estos esfuerzos cortantes se consideran como la principal causa de falla desde el punto de vista estructural y son producidos principalmente por la aceleración de los vehículos.

El diseño además de resistente también se ve afectado por la comodidad que el usuario requiere para transitar a la velocidad de proyecto, capacidad representada en los métodos de diseño mediante los índices de serviciabilidad, que con el pasar de los años disminuyen afectado principalmente por factores climáticos y la degradación estructural de los materiales.

### 2.1.1 Principales deterioros

Las causas de las condiciones de falla pueden ser debido a un mantenimiento inadecuado, cargas excesivas, condiciones climáticas y ambientales, desintegración de los materiales que los componen y falta de drenaje, donde el criterio de falla para el diseño utilizado es el índice de serviciabilidad final [1]. Prácticas constructivas inadecuadas también pueden causar deterioro del pavimento. Humectación de la subrasante durante la construcción puede permitir acumulación de agua y posterior ablandamiento del subsuelo después que se termine la construcción. [2]

El uso de agregados sucios o contaminación de los agregados de base durante la construcción puede producir un drenaje inadecuado, inestabilidad y susceptibilidad a las heladas. La reducción de espesor de diseño durante la construcción, puede resultar en superficies onduladas. [2]

Tipos de deterioro en pavimentos flexibles. [3]

- Fisuras y grietas:
  - Fisuras y grietas por fatigamiento.
  - Fisuras y grietas en bloque.
  - Grietas de borde.
  - Fisuras y grietas longitudinales.
  - Fisuras y grietas transversales.
  - Fisuras y grietas reflejadas.
  
- Deterioro superficial:
  - Parches deteriorados.
  - Baches en carpetas asfálticas.
  - Baches en tratamientos superficiales.
  - Ahuellamiento.
  - Deformación transversal.
  - Exudaciones.
  - Desgaste.
  - Pérdida de Áridos.
  - Ondulaciones.
  
- Otros deterioros:
  - Descenso de la berma.
  - Surgencia de finos y agua.
  - Separación entre berma y pavimento.

## 2.2 Suelos

Las especificaciones que definen las calidades y graduaciones de mezclas de arena –arcilla, gravas o escorias seleccionadas, arenas o material triturado proveniente de pétreos o escorias, o cualquier combinación de estos materiales, para ser utilizados como subbases, bases y capas de rodadura, se encuentran estipulados en el Manual de Carreteras Volumen 8, Punto 8.100 – “Especificaciones para Suelos”, requerimientos aplicables únicamente a materiales que poseen densidades netas entre 2,000 (Kg/m<sup>3</sup>) y 3,000 (Kg/m<sup>3</sup>). [4]

### 2.2.1 Requerimientos generales [4]

- Los agregados gruesos, retenidos sobre el tamiz 5 mm (N°40), deben ser partículas resistentes, durables, constituidas de fragmentos de roca, grava o escorias. Materiales que se quiebran con los ciclos alternados de hielo-deshielo no deben ser usados.
- Los agregados finos, que pasan por el tamiz 5 mm (N°40), deben estar constituidos por arenas naturales o trituradas y por partículas minerales que pasan por tamiz 0.08 mm (N°200).
- Las fracciones que pasan por tamiz 0.08 mm (N°200) no deberán ser mayores a dos tercios de la fracción que pasa por tamiz 0.5 mm (N°40). Los límites de consistencia de la fracción que pasa por el tamiz 0.5 mm estarán conformes a lo indicado en la Tabla 2.1:

Tabla 2.1 – Límites de consistencia o de Atterberg. [4]

	Límite líquido – LL ( $w_L$ )	Índice de plasticidad - IP
Subbases	Máximo 35	Máximo 8
Bases	Máximo 25	Máximo 6
Capa de Rodadura		
- Regiones I a III	Máximo 35	5 - 10
- Regiones IV a VI	Máximo 35	4 - 9
- Regiones VII a X	Máximo 35	3 - 8
- Regiones XI - XII	Máximo 35	Máximo 7

- Todo el material deberá estar libre de materias orgánicas y terrones de arcilla. La graduación de los materiales deberá estar conforme con los requerimientos de la Tabla 2.9 correspondiente a las bandas granulométricas para subbases, bases y capas de rodadura.

Tabla 2.2 – Bandas granulométricas para subbases, bases y capas de rodadura. [4]

Tamiz	TM – 50 a	TM – 50 b	TM – 50 c	TM – 40 a	TM – 40 b	TM – 40 c	TM – 25
50 mm	100	100	100				
40 mm	-	70 - 100	-	100	100	100	
25 mm	55 - 100	55 - 85	70 - 100	70 - 100	80 - 100	80 - 100	100
20 mm	-	45 - 75	60 - 90	50 - 80	-	-	70 - 100
10 mm	30 - 75	35 - 65	40 - 75	25 - 50	50 - 80	50 - 80	50 - 80
5 mm	20 - 65	25 - 55	30 - 60	10 - 30	35 - 65	35 - 65	35 - 65
2.5 mm	-	-	-	5 - 15	-	-	-
2 mm	10 - 50	15 - 45	15 - 45	-	25 - 50	25 - 50	25 - 50
0.5 mm	5 - 30	5 - 25	10 - 30	0 - 5	10 - 30	15 - 30	10 - 30
0.08 mm	0 - 20	0 - 10	0 - 15	0 - 3	5 - 15	5 - 20	0 - 15

### 2.2.2 Capacidad de Soporte

EL CBR (*California Bearing Ratio*) o Razón de soporte de California, se obtiene como un porcentaje del esfuerzo requerido para hacer penetrar un pistón de 50 mm a una profundidad de 12.7 mm (1/2") en una muestra de suelo compactada a una velocidad de 1.27 mm/mín. y el esfuerzo requerido para hacer penetrar el mismo pistón, la misma profundidad de 12.7 mm (1/2") en una muestra patrón de piedra triturada, a la cual se le asigna un valor de 100%.

Este ensayo fue desarrollado por la división de carreteras de California en 1929 y permite determinar la resistencia al corte de un suelo bajo condiciones de humedad y densidad controladas. Su objetivo principal fue crear un índice de resistencia en un suelo.

Con el fin de duplicar en laboratorio la condición más crítica que presenta el terreno, las muestras para el ensayo del CBR, se sumergen en agua hasta obtener su saturación. Los ensayos de CBR, se pueden efectuar también sobre muestras inalteradas obtenidas en terreno.

Este método se utiliza para evaluar la capacidad de soporte de suelos de subrasante, como también de materiales empleados en la construcción de terraplenes, subbases, bases y capas de rodadura granulares.

Originalmente el método fue diseñado para evaluar el soporte de suelo de tamaño máximo 20 mm (3/4"), pero el ensayo es aplicable a todos aquellos suelos que contengan una cantidad de material inferior a 30% que pase por el tamiz 50 mm (2") y es retenido en el tamiz 20 mm (3/4").

Tabla 2.3 – Requisitos de CBR para suelos de subbases. [5]

Descripción	Valor de CBR al 95 de la D.M.C.S.
Subbases para pavimentos Flexibles	≥ 40%
Subbases para pavimentos Rígidos	≥ 50%

Tabla 2.4 – Requisitos de CBR para bases según tipo de capa de rodadura. [5]

Descripción	Concreto asfáltico	Tratamiento superficial	Tratamiento superficial de Alto tránsito
Capacidad de soporte (CBR) al 95% de la D.M.C.S.	≥ 80%	≥ 100%	≥ 120%

El método CBR para diseño de pavimentos fue uno de los primeros en usarse, principalmente porque a menor valor de CBR de la subrasante, se requieren mayores espesores de pavimento, bases y subbases, para protegerlo de las sollicitaciones de tránsito.

Tabla 2.5 – Clasificación y uso de suelo según valor de CBR. [2]

CBR	Calificación	Tipo de uso
$\leq 5 \%$	Material inadecuado	No se recomienda
$\geq 20 \%$	Regular	Subrasante
$\geq 40 \%$	Buena	Subbases
$\geq 80 \%$	Excelente	Base

Una de las mayores ventajas, son su simpleza y la gran cantidad de datos existentes y acumulados que permiten una buena correlación para diseños de pavimentos.

Los valores del índice de CBR generalmente oscilan entre 0% y 150%, siendo el valor de 80% de CBR al 95% de la D.M.C.S. el requisito mínimo para base granular y 40% de CBR al 95% de la D.M.C.S. el requisito mínimo para subbases establecido por el Manual de Carreteras (tabla 2.3) para suelos que formarán parte de un pavimento flexible.

### 2.2.3 Límites de Atterberg

Los límites de Atterberg, o límites de consistencia se utilizan para caracterizar el comportamiento de los suelos finos. Su nombre proviene debido al científico sueco Albert Mauritz Atterberg (1846 – 1916).

Los suelos finos, es decir, tamaño inferior a 0.5 mm según lo establecido en el MC-V8, dependiendo de su naturaleza y de la cantidad de agua que posean, pueden encontrarse en diferentes estados: sólido, semisólido, plástico, semilíquido y líquido. El contenido de agua o humedad límite al que se produce el cambio de estado varía de un suelo a otro.

En mecánica de suelos, conocer el rango de contenido de humedad en el cual un suelo es plástico es fundamental; Atterberg ideó inicialmente ensayos de modo sencillo pero arbitrario, posteriormente Arthur Casagrande (1902 -1981) ingeniero civil austriaco, redefinió estos ensayos quedando tal como se conocen hoy en día.

Tabla 2.6 – Estados del suelo según humedad. [5]

Sólido	Semisólido	Plástico	Semilíquido	Líquido
	LC	LP	LL	
Consistencia dura	Consistencia muy firme	Consistencia firme	Consistencia blanda	Consistencia muy blanda

Los límites de Atterberg se pueden definir como:

- Límite Líquido (LL): Es el límite entre el estado semilíquido y plástico, expresado en porcentaje. Este límite ha sido referido para el cual el suelo tiene una pequeña resistencia al corte (aproximadamente  $0.02 \text{ Kg/cm}^2$ ) y se determina mediante la cuchara de Casagrande.
- Límite Plástico (LP): Es el límite entre el estado plástico y semisólido, expresado en porcentaje. Este límite ha sido referido para la cual el suelo se fractura al hacer rodar la masa de suelo entre la palma y una superficie especificada (vidrio esmerilado). El comportamiento plástico es aquella propiedad que presentan los suelos para aceptar deformaciones hasta un cierto límite sin romperse.
- Límite de Contracción (LC): Es el límite entre estado semisólido y sólido, expresado en porcentaje. Este límite ha sido referido para la cual el suelo deja de disminuir de volumen aun cuando siga perdiendo humedad.

Relacionados con los distintos límites, es posible determinar también los siguientes índices:

- Índice de plasticidad (IP): Diferencia entre límites líquido y plástico.
- Índice de fluidez (If): Pendiente de la curva de fluidez.
- Índice de tenacidad (It): Cociente entre Índice de plasticidad y Índice de fluidez (IP/If).
- Índice de liquidez (IL), también conocida como relación humedad-plasticidad:  $IL = (w-LP) / (LL-LP)$ , con  $w$  = humedad natural.

#### 2.2.4 Relación humedad densidad

La importancia de la compactación en el comportamiento estructural es el mejoramiento de las propiedades del suelo, este proceso permite el aumento la capacidad de soporte y reduce la posibilidad de asentamientos del terreno.

Donde compactación se entiende al proceso natural o mecánico mediante el cual se disminuyen los huecos dentro de una masa de suelo, obligando a las partículas sólidas a ponerse en contacto más íntimo entre sí, es decir, a una aumento de la densidad de un material determinado. La densidad final que alcanza un suelo depende de varios factores, entre los principales se puede mencionar: la humedad, la energía de compactación y el tipo de suelo.

Si un suelo se somete a un proceso de compactación, y se miden las densidades obtenidas para diferentes contenidos de humedad, manteniendo constante la energía de compactación, es posible obtener una curva típica de densidad humedad.

A partir de un valor relativamente bajo, un incremento en el contenido de humedad va acompañado de un aumento de la densidad obtenida, hasta cierto punto en el cual nuevos incrementos en el contenido de humedad producen una disminución de la densidad lograda. El punto de mayor compactación corresponde a la densidad máxima y su contenido de agua a la humedad óptima, ambos valores para una energía de compactación dada.

En la década de los años 30, Ralph R. Proctor desarrolló un método estandarizado para determinar el contenido de humedad óptimo y la correspondiente densidad máxima compactada seca (D.M.C.S.). AASHTO estandarizó el método desarrollado por Proctor, conocido hoy en día como ensayo Proctor Estándar pero además ha introducido una modificación del ensayo debido a la envergadura de las estructuras proyectadas con limitaciones estrictas de asentamientos y los avances técnicos de los equipos de compactación naciendo de este modo el ensayo Proctor modificado. [6]

Este tipo de ensayos es aplicable a suelos con un porcentaje de material fino (bajo 0.08 mm o N°200) igual o mayor a 12%. Para suelos con porcentaje menor, también es aplicable, siempre y cuando presenten una curva con un máximo bien definido. De no ser así se recomienda determinar además la densidad máxima por el método de la densidad relativa e informar los resultados de ambos ensayos. [7]

## 2.3 Composición de los suelos

En el sentido general, suelo se define como el agregado no cementado de granos minerales y materia orgánica descompuesta (partículas sólidas) junto con el líquido y gas que ocupan espacios entre las partículas sólidas [8]. El suelo se usa como material de construcción en diversos proyectos de ingeniería y sirve para soportar las cimentaciones estructurales.

El suelo es producido por intemperismo, es decir, por la fractura y rompimiento de varios tipos de rocas en piezas más pequeñas mediante procesos mecánicos y químicos. Algunos suelos permanecen en el lugar donde se forman y cubren la superficie rocosa de la que se derivan y son llamados suelos residuales, en contraste, algunos productos intemperizados son transportados por medio de procesos físicos a otros lugares y depositados en tres categorías principales: Aluviales o fluviales (depositados por agua en movimiento), glaciales (depositados por acción glacial) y eólicos (depositados por la acción del viento). [8]

### 2.3.1 Partículas del suelo

Independiente del origen del suelo, los tamaños de las partículas, en general, que conforman el suelo varían en un amplio rango. Los suelos en general son llamados grava, arena, limo o arcilla, dependiendo del tamaño predominante de las partículas: [9]

- Las gravas son fragmentos de rocas ocasionalmente con partículas de cuarzo, feldespato y otros minerales.
- Las partículas de arena están formadas principalmente de cuarzo y feldespato aunque también están presentes, en algunas ocasiones, otros granos minerales.
- Los limos son fracciones microscópicas de suelo que consisten en granos muy finos de cuarzo y algunas partículas en forma de escamas (hojuelas) que son fragmentos de minerales.
- Las arcillas son principalmente partículas submicroscópicas de escamas de mica, minerales arcillosos y otros minerales.

A pesar de que las partículas de arena y limo son consideradas inertes, las partículas de arcilla debido a su menor área superficial por unidad de masa, tienen un efecto más notorio sobre el comportamiento del suelo. Las arcillas desarrollan plasticidad cuando se mezclan con una cantidad limitada de agua causando expansión y contracción al secarse.

Tabla 2.7 – Límites de tamaño de suelos. [8]

Organización	Tamaño del grano (mm)			
	Grava	Arena	Limo	Arcilla
AASHTO <i>American Association of State Highway and Transportation Officials</i>	76.2 a 2	2 a 0.08	0.08 a 0.002	< 0.002
USCS <i>Unified Soil Classification System</i>	76.2 a 4.75	4.75 a 0.08	Materiales Finos (Limos y arcillas) <0.08	

### 2.3.2 Comportamiento de suelos [8] [9]

Los suelos son materiales complejos que exhiben un rango amplio de comportamientos mecánicos que dependen de la composición y estructura del suelo, del historial de tensiones, de la densidad y de las características de la fuerza aplicada. Esta variedad de comportamientos del suelo permite crear una primera clasificación en dos grupos principales: cohesivos y no cohesivos (granulares).

Los suelos granulares se definen como aquellos en los cuales las fuerzas intergranulares o atractivas tienen un efecto despreciable en el comportamiento mecánico observado. Esta categoría engloba a rocas, gravas y arenas. Basados en el estado de tensiones y en la estructura del suelo, normalmente definidos en función de la densidad relativa ( $G_s$ ), del índice de vacíos ( $e$ ), y de la porosidad ( $n$ ). Los suelos granulares se clasifican además en materiales densos o sueltos.

Los suelos cohesivos las fuerzas intergranulares o atractivas tienen un efecto significativo en el comportamiento mecánico. Este grupo incluye a suelos de tipo arcilloso y limos. Basado en el historial de tensiones, normalmente definido en términos del índice de sobreconsolidación, es posible clasificar los suelos cohesivos en suelos sobreconsolidados o normalmente consolidados. [10]

Los suelos granulares son combinación de partículas sólidas, agua y aire. Por lo que su comportamiento mecánico se determina considerando cada constituyente individualmente y sus interacciones.

#### 2.3.2.1 Tensión efectiva

Los suelos son, en general, materiales trifásicos constituidos por un esqueleto de partículas sólidas, rodeado de huecos interconectados que pueden estar ocupados por aire y agua. Un suelo cuyos huecos están completamente ocupados por agua se denominan suelos saturados en contraparte es posible que los huecos estén llenos de aire, sin nada de agua, entonces se definen como suelos secos. [9]

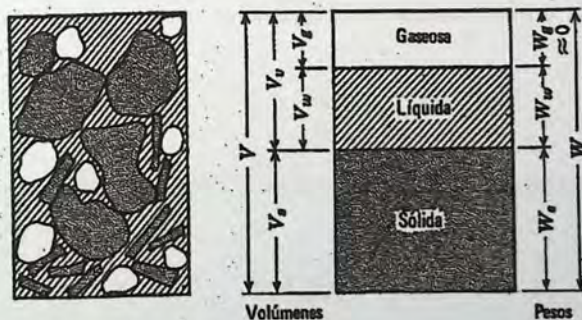


Figura 2.2 – Fases de un suelo, elemento de un suelo en estado natural (izquierda) y porciones de las fases del mismo (derecha). [9]

Para un suelo completamente saturado, la relación entre la tensión total, la tensión efectiva y la presión intersticial viene dada por: [8]

$$\sigma' = \sigma - \mu \quad (\text{Ecuación 2.1})$$

Dónde:

- $\sigma'$ : Tensión efectiva.
- $\sigma$ : Tensión total ( $H * \gamma_{\text{sat}}$ ).
- $\mu$ : Presión de poro o intersticial ( $H * \gamma_w$ ).

Con:

- H: Altura del nivel de agua.
- $\gamma_{\text{sat}}$ : Peso específico del suelo saturado.
- $\gamma_w$ : Peso específico del agua.

Las relaciones volumétricas comúnmente usadas para las tres fases en un elemento de suelo son relación de vacíos, porosidad y grado de saturación. [8]

La relación de vacíos ( $e$ ), se define como la razón del volumen de vacíos ( $V_v$ ) al volumen de sólidos ( $V_s$ ), o:

$$e = \frac{V_v}{V_s} \quad (\text{Ecuación 2.2})$$

La porosidad ( $n$ ), se define como la razón del volumen de vacíos ( $V_v$ ) al volumen total ( $V$ ), o:

$$n = \frac{V_v}{V} \quad (\text{Ecuación 2.3})$$

El grado de saturación ( $S$ ), se define como la razón del volumen de agua ( $V_w$ ) al volumen de vacíos ( $V_v$ ), o:

$$S = \frac{V_w}{V_v} \quad (\text{Ecuación 2.4})$$

La relación entre la relación de vacíos y porosidad, posible de obtener gracias a las ecuaciones 2.2, 2.3 y 2.4, son iguales a:

$$e = \frac{n}{1 - n} \quad (\text{Ecuación 2.5})$$

$$n = \frac{e}{1 + e} \quad (\text{Ecuación 2.6})$$

### 2.3.3 Clasificación

La clasificación de suelos es un indicador universalmente aceptado de las propiedades físicas de los suelos. Además de reflejar las propiedades de un suelo como la subrasante, también permite entregar información para bases y subbases. Las variables de entrada utilizadas reflejan las propiedades más importantes tanto como para suelo grueso es la granulometría, como para suelo fino es la plasticidad. [1]

Existen diversos sistemas de clasificación de suelos, su objetivo principal es establecer un lenguaje común y relacionar propiedades con determinados grupos de suelos. Los Sistemas más utilizados en nuestro país son: Sistema Unificado de Clasificación de Suelos (USCS) y *American Association of State Highway Officials* (AASHTO).

Los suelos con propiedades similares se clasifican en grupos y subgrupos basados en su comportamiento ingenieril. Los sistemas de clasificación proporcionan un lenguaje común para expresar en forma concisa las características generales de los suelos que son infinitamente variadas sin una descripción detallada. [8]

#### 2.3.3.1 Sistema de clasificación AASHTO

Este sistema de clasificación fue desarrollado en 1929 como el *Public Road Administration Classification System* (Sistema de Clasificación de la Oficina de Caminos Públicos), el cual ha sufrido varias revisiones para llegar a la versión actual, presentadas en las Tablas 2.8 y 2.9 para suelos gruesos y finos respectivamente, propuesta por el *Committee on Classification of Materials for Subgrades and Granular Type Roads of the Highway Research Board* (Comité para la clasificación de materiales para subrasante y caminos tipo granulares del consejo de investigaciones carreteras) en 1945. [8]

Tabla 2.8 – Clasificación de suelos AASHTO para materiales granulares. [8]

Clasificación General	Materiales Granulares % que pasa malla N°200 ≤ 35%						
	A-1		A-3	A-2			
Grupos	A-1a	A-1b		A-2-4	A-2-5	A-2-6	A-2-7
<b>% que pasa por Tamiz</b>							
N° 10 (2 mm)	≤ 50						
N° 40 (0.5 mm)	≤ 30	≤ 50	≥ 51				
N° 200 (0.08 mm)	≤ 15	≤ 25	≤ 10	≤ 35	≤ 35	≤ 35	≤ 35
<b>Caract. Bajo N° 40</b>							
LL				≤ 40	≥ 41	≤ 40	≥ 41
IP	≤ 6	≤ 6	NP	≤ 10	≤ 10	≥ 11	≥ 41
IG	0	0	0	0	0	≤ 40	≤ 40
Tipo de Material	Grava y Arena		Arena Fina	Gravas y arenas limosas y arcillosas			

Tabla 2.9 – Clasificación de suelos AASHTO para materiales finos. [8]

Clasificación General	Materiales Finos (Limos y Arcillas)			
	% que pasa malla N°200 > 35 %			
Grupos	A-4	A-5	A-6	A-7
Sub-grupo				A-7-5 <sub>1</sub>   A-7-6 <sub>2</sub>
<b>% que pasa por Tamiz</b>				
N° 10 (2 mm)				
N° 40 (0.5 mm)				
N° 200 (0.08 mm)	≥ 36	≥ 36	≥ 36	≥ 36
<b>Caract. Bajo N° 40</b>				
LL	≤ 40	≥ 41	≤ 40	≥ 41
IP	≤ 10	≤ 10	≥ 11	≥ 11
IG	≤ 8	≤ 12	≤ 16	≤ 20
Tipo de material	Suelos Limosos		Suelos Arcillosos	

1:  $IP \leq (LL - 30)$ ; 2:  $IP > (LL - 30)$

Para la clasificación de un suelo, los datos de prueba, como los porcentajes retenidos y límites de consistencia, se aplican de izquierda a derecha, por un proceso de eliminación, el primer grupo desde la izquierda en que los datos de prueba se ajusten, la clasificación es correcta.

Para la evaluación de la calidad de un suelo como material, se incorpora también un número llamado índice de grupo (IG), junto con los grupos y subgrupos de suelo. Este número se escribe en paréntesis después de la designación del grupo o subgrupo el cual está dado por la siguiente ecuación:

$$IG = (F - 35) * (0.2 + 0.005 * (LL - 40)) + 0.01 * (F - 15) * (IP - 10)$$

Dónde:

(Ecuación 2.7)

- F: Porcentaje que pasa malla N° 200 (0.08 mm).
- LL: Límite líquido.
- IP: Índice de plasticidad.

Observaciones:

- Si la ecuación 2.7, se obtiene un valor negativo,  $IG = 0$ .
- El índice de grupo calculado siempre se redondea al número entero más cercano.
- No existe límite superior para el índice de grupo.
- Para calcular el índice de grupo para suelos que pertenecen a los grupos A-2-6 y A.2.7 se utiliza la fórmula de índice de grupo parcial:

$$IG = 0.01 * (F - 15) * (IP - 10) \quad \text{(Ecuación 2.8)}$$

### 2.3.3.2 Sistema de Clasificación Unificado de Suelos (USCS)

La forma original de este sistema fue propuesto por Casagrande en 1942 para usarse en la construcción de aeropuertos emprendida por el Cuerpo de Ingenieros del Ejército durante la Segunda Guerra Mundial [8]. Para la clasificación apropiada con este sistema, es necesario determinar las siguientes características:

- Porcentaje de grava que es retenida en la malla N° 4 (5 mm).
- Porcentaje de arena que es retenida en la malla N°200 (0.08 mm).
- Límite líquido (LL) e índice de plasticidad (IP) de la porción de suelo que pasa la malla N°200 (0.08 mm).
- Coeficiente de uniformidad (CU) y coeficiente de curvatura (CC) obtenidos mediante las ecuaciones:

$$Cu = \frac{\phi_{60}}{\phi_{10}} \quad (\text{Ecuación 2.9})$$

$$CC = \frac{\phi_{30}^2}{\phi_{60} * \phi_{10}} \quad (\text{Ecuación 2.10})$$

Dónde:

- $\phi_{60}$ : Diámetro o tamaño por debajo el cual queda el 60% del suelo.
- $\phi_{30}$ : Diámetro o tamaño por debajo el cual queda el 30% del suelo.
- $\phi_{10}$ : Diámetro o tamaño por debajo el cual queda el 10% del suelo.

Suelos de grano grueso, es decir con menos del 50% pasando por la malla N°200 (0.08 mm), son denominados con prefijos G, que significa Grava o suelo gravoso y S que significa arena o suelo arenoso y se clasifican según la siguiente tabla:

Tabla 2.10 – Clasificación de suelos USCS, para suelos gruesos. [2]

Tipo de Suelo	Símbolo	% Retenido en N° 4 (5 mm)	% que pasa N° 200 (0.08 mm)	CU	CC	IP	
Gravas	GW	≥ 50% de lo retenido en malla N° 200 (0.08 mm)	< 5	> 4	1 a 3		
	GP			≤ 4	<1 ó >3		
	GM		> 12				< 0.73*(LL-20) o < 4
	GC						> 0.73*(LL-20) y >7
Arenas	SW	< 50% de lo retenido en malla N° 200 (0.08 mm)	< 5	> 6	1 a 3		
	SP			≤ 6	<1 ó >3		
	SM		> 12				< 0.73*(LL-20) o < 4
	SC						> 0.73*(LL-20) y >7

## Observaciones:

- Si  $IP \approx 0.73*(LL-20)$  o  $IP$  entre 4 y 7 e  $IP > 0.73 (LL - 20)$ , utilizar símbolo doble. (GM-GC, SM-SC).
- Si el porcentaje que pasa la malla N°200 (0.08 mm) está entre 5% y 12% utilizar símbolo doble; (GW-GC, GP-GM, SW-SM, SP-SC).
- En casos dudosos favorecer clasificación menos plástica.

Los suelos de grano fino, es decir con 50% o más pasando por la malla N° 200 (0.08 mm) son denominados con los prefijos M que significa limo inorgánico, C para arcilla inorgánica u O para limos y arcillas orgánicos. El símbolo Pt se utiliza para turbas, lodos y otros suelos altamente orgánicos. Y se clasifican según la siguiente tabla:

Tabla 2.11 – Clasificación de Suelos USCS, para suelos finos. [2]

Tipo de Suelo	Símbolo	Límite líquido	Índice de Plasticidad
Limos	ML	< 50	$< 0.73*(LL-20)$ o $< 4$
Inorgánicos	MH	> 50	$< 0.73*(LL-20)$
Arcillas	CL	< 50	$> 0.73*(LL-20)$ y $> 7$
Inorgánicas	CH	> 50	$> 0.73*(LL-20)$
Limos o arcillas	OL	< 50	LL seco al horno $\leq 75\%$ del LL seco al aire
Orgánicas	OH	> 50	
Altamente Orgánicos	Pt	Materia orgánica fibrosa se carboniza, se quema o pone incandescente.	

## Observaciones:

- Si  $IP \approx 0.73*(LL-20)$  o  $IP$  entre 4 y 7 e  $IP > 0.73 (LL - 20)$ , utilizar símbolo doble. (CL-ML, CH-OH).
- Si  $LL = 50$ ; utilizar símbolo doble. (CL-CH o ML-MH).
- En casos dudosos favorecer clasificación más plástica.

Otros símbolos que también son utilizados y se pueden apreciar en el sistema de clasificación son: W que corresponde a bien graduado, P mal graduado, L baja plasticidad (límite líquido menor a 50) y H alta plasticidad (límite líquido mayor a 50).

Tabla 2.12 – Permeabilidad característica de algunos suelos. [7]

Descripción	Símbolo	Permeabilidad	
		cm/s	Pies/s
Grava limpia	GW	1.0 – 100	$3*10^{-2} - 3$
Mezclas arena – grava	GP	$10^{-2} - 10$	$3*10^{-4} - 0.3$
Arena gruesa limpia	SW	$10^{-2} - 1.0$	$3*10^{-4} - 3*10^{-2}$
Arena fina	SP	$10^{-3} - 10^{-1}$	$3*10^{-5} - 3*10^{-3}$
Arena limosa	SM	$10^{-3} - 10^{-2}$	$3*10^{-5} - 3*10^{-4}$
Arena arcillosa	SC	$10^{-4} - 10^{-2}$	$3*10^{-6} - 3*10^{-4}$
Limo	ML	$10^{-5} - 10^{-3}$	$3*10^{-10} - 3*10^{-5}$
Arcilla	CL	$10^{-10} - 10^{-6}$	$3*10^{-12} - 3*10^{-8}$

## 2.4 Permeabilidad de los suelos

Los poros o canales presentes en una masa de suelo son tan delgados, sinuosos e irregulares en su sección transversal y complejos en su intersección y subdivisión que el análisis del flujo a través de todos los poros individuales no sería posible. Sin embargo, en aquellos problemas de ingeniería que involucran la absorción a través del suelo, el flujo que ocurre en cada poro no es de interés. [11]

EL conocimiento de los mecanismos de movimiento del agua en los horizontes superficiales del suelo ocupa un lugar preponderante en muchas áreas de investigación, como la agronomía, ingeniería civil, hidrología y ciencias ambientales. [12]

La cantidad de agua que pueda contener un suelo, dependerá de la graduación de las partículas que lo componen, si el suelo es mal graduado, es decir fragmentos que tienden a ser del mismo tamaño, entonces presentará espacios vacíos por los cuales podrá circular el agua. Al contrario, si presentara fragmentos de distinto tamaño de tal manera que las partículas mas pequeñas cubran los espacios entre las partículas mayores, es decir bien graduado, entonces presentará una muy menor cantidad de espacios vacíos por donde podría circular el agua. [11]

Finalmente la facilidad que presente el suelo para evacuar el agua atrapada, definirá las características de buen o mal drenaje, generando una dependencia hacia la permeabilidad del suelo. [2]

### 2.4.1 Ley de Darcy

El flujo a través de medios porosos está gobernado por una ley descubierta experimentalmente por el ingeniero Henry Darcy en 1856, quien investigó las características del flujo de agua a través de filtros de material terreo. En este estudio se analizó el movimiento de agua a través de lechos de arena usados para la filtración de agua para bebida. Darcy encontró que la tasa o velocidad a la cual fluía el agua a través de un medio poroso es directamente proporcional a la diferencia de altura entre los dos extremos del lecho filtrante, e inversamente proporcional a la longitud del lecho [13]. Utilizando determinados dispositivos de diseño, Darcy encontró que para velocidades suficientemente pequeñas el gasto o caudal  $Q$  es:

$$Q = \frac{\partial V}{\partial t} = K \cdot i \cdot A \quad (\text{Ecuación 2.11})$$

Dónde:

- $Q$ : Caudal o gasto ( $\text{cm}^3/\text{s}$ ).
- $\partial V$ : Variación del volumen en un diferencial de tiempo.
- $\partial t$ : Diferencial de tiempo.
- $K$ : Coeficiente de permeabilidad ( $\text{cm}/\text{s}$ ).
- $i$ : Gradiente hidráulico (adimensional).
- $A$ : Sección transversal ( $\text{cm}^2$ ).

Si se considera la ecuación de continuidad:

$$Q = v * A \quad (\text{Ecuación 2.12})$$

Dónde:

- Q: Caudal o gasto ( $\text{cm}^3/\text{s}$ ).
- v: Velocidad ( $\text{cm}/\text{s}$ ).
- A: Área transversal ( $\text{cm}^2$ ).

Es posible relacionarlos de forma tal que:

$$v = K * i \quad (\text{Ecuación 2.13})$$

Dónde:

- v: Velocidad ( $\text{cm}/\text{s}$ ).
- K: Coeficiente de permeabilidad ( $\text{cm}/\text{s}$ ).
- i: Gradiente hidráulico (adimensional).

#### 2.4.1.1 Validez de la ley de Darcy [11]

Dado que la ley de Darcy es considerada experimental y macroscópica, a continuación se detallan una serie de argumentos bajo los cuales se justifica la validez de lo planteado por Darcy:

- El medio poroso es macroscópicamente continuo, si presenta discontinuidades, puede separarse en masas continuas.
- La constante de conductividad hidráulica no es propia y característica del medio poroso, sino que también depende del fluido.
- La relación entre el caudal y el gradiente hidráulico no es lineal en algunas ocasiones, especialmente cuando las velocidades de flujo son muy altas o cuando el coeficiente de permeabilidad (K) es muy bajo.
- Las fuerzas de inercia son despreciables respecto a las fuerzas de viscosidad (flujo laminar)
- La ley de Darcy es válida solo en un medio saturado.
- El sólido poroso es rígido.
- El coeficiente de permeabilidad fue definido para un medio homogéneo e isótropo, lejos de la realidad natural.

## 2.4.2 Gradiente hidráulico

La circulación del agua dentro de un medio poroso se la describe a través de líneas de filtración. Se denomina línea de filtración a la curva descrita por el escurrimiento a través de un material permeable. El agua que circula en el suelo sigue trayectorias que se desvían erráticamente de dichas líneas, pero muy poco. Cuando las líneas de filtración son correctas y paralelas se dice que la filtración es lineal. [11]

En la figura 2.3, se ilustran los principios hidráulicos que más interesan en la filtración lineal. En ella es posible distinguir los puntos a y b que representan los extremos de una línea de filtración dentro de una muestra de suelo. Cada extremo de la misma se ha colocado un tubo piezométrico para indicar el nivel al que el agua se eleva en dichos puntos.

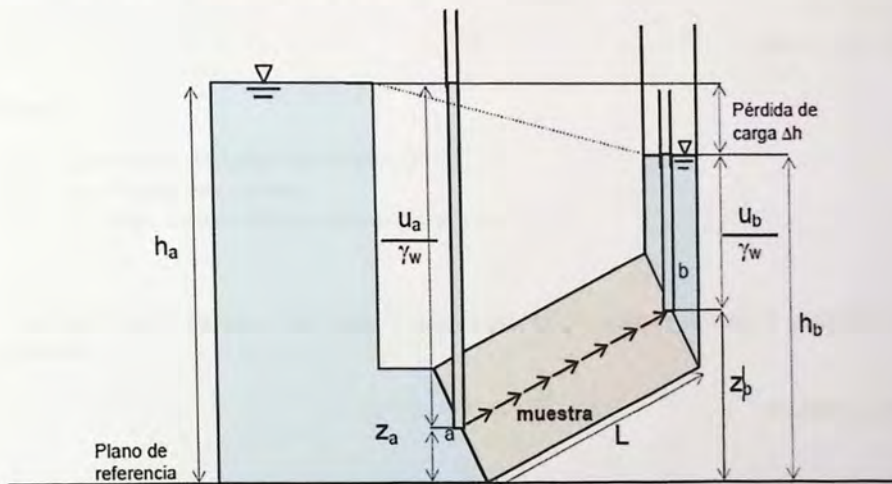


Figura 2.3 – Esquema de filtración lineal. [11]

Para cualquier punto de la muestra, la carga total se define como:

$$h = Z + \frac{U}{\gamma_w} + \frac{v^2}{2g} \quad (\text{Ecuación 2.14})$$

Dónde:

- Z: Carga de posición respecto de un plano arbitrario (m).
- U: Presión neutra (KN/m<sup>2</sup>).
- $\gamma_w$ : Peso específico del agua (KN/m<sup>3</sup>).
- $U/\gamma_w$ : Carga por presiones neutras (m).
- v: Velocidad (m/s).
- g: Aceleración de gravedad (m/s<sup>2</sup>).
- $V^2/2g$ : carga por velocidad (m).

La carga por velocidad, en la mayor parte de los problemas de flujo de agua subterránea, es suficientemente pequeña como para despreciarla (flujo laminar). [11]

Comparando los valores de carga total en a y b, se observa que existe una diferencia entre ellas, ese valor es llamado pérdida de carga o carga hidráulica  $\Delta h$ :

$$\Delta h = h_a - h_b \quad (\text{Ecuación 2.15})$$

Es necesario destacar que para que exista circulación se debe tener una diferencia de carga total (es decir  $h_a > h_b$ ), independientemente de la posiciones de los puntos en cuestión (es decir, no necesariamente  $Z_a > Z_b$ ).

Vinculando la pérdida de carga con el recorrido de la línea de filtración se obtiene el gradiente hidráulico  $i$ , considerado positivo en la dirección de la corriente.

$$i = \frac{\Delta h}{L} \quad (\text{Ecuación 2.16})$$

Dónde:

- $i$ : Gradiente hidráulico (adimensional).
- $\Delta h$ : Pérdida de carga (m).
- $L$ : Longitud del recorrido en la muestra de suelo (m).

Si se relaciona la ecuación 2.14, con el peso específico es posible obtener el gradiente de presiones:

$$i_p = \gamma_w * i = \gamma_w * \frac{\Delta h}{L} \quad (\text{Ecuación 2.17})$$

### 2.4.3 Coeficiente de permeabilidad

Los estudios realizados por Darcy, permitieron determinar el coeficiente de permeabilidad de un material, utilizando un valor de velocidad de descarga, que se define como la cantidad de agua que circula en la unidad de tiempo a través de una superficie unitaria perpendicular a las líneas de filtración. [11]

En arenas firmes saturadas y en otros suelos de granos finos, también saturados, donde la circulación del agua no afecta la estructura del material, la velocidad ( $v$ ) puede ser determinada por:

$$v = i * \gamma_w * \frac{K}{\eta} \quad (\text{Ecuación 2.18})$$

Dónde:

- v: Velocidad (cm/s).
- $\eta$ : Viscosidad del agua (KN s/cm<sup>2</sup>).
- k: Constante de permeabilidad (empírica; cm<sup>2</sup>).
- i: Gradiente hidráulico (adimensional).
- $\gamma_w$ : Peso específico del agua (KN/cm<sup>3</sup>).

Utilizando la ecuación 2.13 es posible obtener:

$$K = \gamma_w * \frac{k}{\eta} \quad (\text{Ecuación 2.19})$$

K es el coeficiente de permeabilidad, que se expresa como función de la constante de permeabilidad del material (k), la viscosidad ( $\eta$ ) que varía con la temperatura y el peso específico del fluido circulante ( $\gamma_w$ ). Planteado así el valor de K, expresado en cm/s puede ser considerado como la velocidad del agua a través de un suelo cuando está sujeta a un gradiente hidráulico unitario.

Utilizando además las ecuaciones 2.12 y 2.13 es posible determinar:

$$K = \frac{Q}{i * A} = \frac{Q}{\frac{\Delta h}{L} * A} \quad (\text{Ecuación 2.20})$$

Dónde:

- K: Coeficiente de permeabilidad (cm/s).
- Q: Caudal o gasto (cm<sup>3</sup>/s).
- i: Gradiente hidráulico (adimensional).
- A: Sección transversal (cm<sup>2</sup>).
- $\Delta h$ : Pérdida de carga (m).
- L: Longitud del recorrido en la muestra de suelo (m).

## 2.4.4 Factores que influyen en el valor del coeficiente de permeabilidad.

### 2.4.4.1 Relación de vacíos

Cuando un suelo es comprimido y/o vibrado, el volumen ocupado por sus elementos sólidos permanece invariable, mientras que el volumen de vacíos disminuye, por lo tanto la permeabilidad del suelo también disminuye. Existen expresiones que permiten relacionar el coeficiente de permeabilidad con la relación de vacíos, pero se deben adoptar ciertas hipótesis, cuyo carácter permita que las conclusiones del análisis den información cuantitativa correcta. [11]

Casagrande propone la siguiente ecuación para el coeficiente de permeabilidad:

$$K = 1.4 * e^2 * K_{0.85} \quad (\text{Ecuación 2.21})$$

Dónde:

- K: Coeficiente de permeabilidad (cm/s).
- e: Relación de vacíos (adimensional).
- $K_{0.85}$ : Valor del coeficiente de permeabilidad para una relación de vacíos  $e = 0.85$ .

Esta ecuación se expresa en curvas para arenas finas y medianas limpias de granos de buena cubricidad. [11]

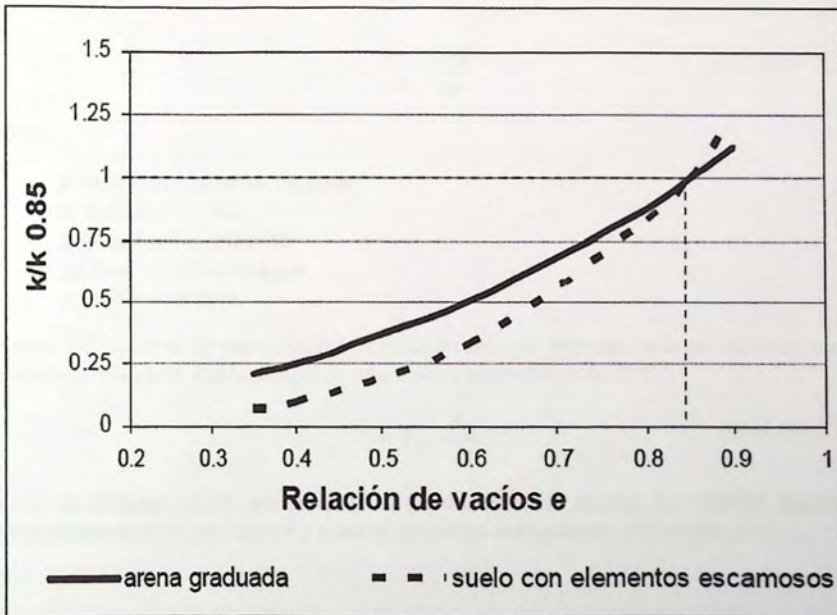


Figura 2.4 – Gráfico para determinar  $k_{85}$  en función de la relación de vacíos. [11]

#### 2.4.4.2 Temperatura del agua.

Un incremento en la temperatura, se traduce en un incremento en el factor de permeabilidad, especialmente considerable cuando se habla de aguas termales, procesos de recarga artificial e inyecciones. Un análisis teórico surge que el valor del coeficiente de permeabilidad del suelo es proporcional a la viscosidad cinemática del agua, expresado mediante las siguientes relaciones: [11]

$$\frac{K_1}{K_2} = \frac{\vartheta_1}{\vartheta_2} \quad (\text{Ecuación 2.22})$$

$$\vartheta = \frac{\eta}{\rho} = \frac{\eta * g}{\gamma_w} \quad (\text{Ecuación 2.23})$$

Dónde:

- $\vartheta$ : Viscosidad cinemática del agua.
- $\eta$ : Viscosidad el agua.
- $g$ : Aceleración de gravedad.
- $\gamma_w$ : Peso específico del agua.
- $\rho$ : Densidad del agua.

El valor del coeficiente de permeabilidad obtenido en ensayos depende de la temperatura con la cual se haya ejecutado. Habitualmente se refiere a una temperatura de 20°C.

$$K_t = K_{20} * \frac{\vartheta_{20}}{\vartheta_t} \quad (\text{Ecuación 2.24})$$

Donde el subíndice t hace referencia a los resultados de la prueba. La relación planteada anteriormente es válida para arenas y presenta pequeñas desviaciones para arcillas. [11]

#### 2.4.4.3 Estructura y estratificación

El coeficiente de permeabilidad de un suelo inalterado es distinto al del mismo suelo remodelado, cambia su estructura y estratificación. En un suelo remodelado quedan libres partículas de suelo, que al fluir el líquido las mueve y reacomoda, obstruyendo canales. En otras ocasiones son arrastradas al exterior, con lo cual el valor del coeficiente de permeabilidad varía durante la realización del ensayo, esto ocurre por lo general en suelos con valores de coeficiente de permeabilidad (K) entre  $1 \cdot 10^{-5}$  y  $1 \cdot 10^{-3}$  (cm/s).

En particular, si una arcilla es amasada a contenido de humedad constante, su valor del coeficiente de permeabilidad ( $K$ ) disminuye con respecto a su valor original a  $K_r$  (coeficiente de permeabilidad remoldeado). Para la mayoría de las arcillas inorgánicas, la relación  $K/K_r$  no es mayor de 2. Para arcillas orgánicas con estructura de conglomerado la relación  $K/K_r$  puede llegar a valores de 30. [11]

#### 2.4.4.4 Tamaño de partículas

La ley de Poiseuille (ecuación 2.25), demuestra que la velocidad promedio a través de un tubo capilar es proporcional al cuadrado del diámetro del tubo. Por lo tanto, análogamente, es razonable esperar que la velocidad de filtración a través de un suelo conocido y el coeficiente de permeabilidad de ese suelo, sean proporcionales al cuadrado de la dimensión promedio del poro, el que a su vez puede vincularse al tamaño de los granos, relacionando estos últimos con el coeficiente de permeabilidad. [11]

$$V_{promedio} = \frac{\rho * D^2}{32 * \eta} \quad (\text{Ecuación 2.25})$$

Dónde:

- $V_{promedio}$ : Velocidad promedio a través de un tubo capilar (cm/s).
- $\rho$ : Densidad del agua ( $gr/cm^3$ ).
- $D$ : Diámetro del tubo (cm).
- $\eta$ : Viscosidad del fluido ( $gr\ s/cm^2$ ).

#### 2.4.4.5 Agujeros y fisuras

Las heladas, ciclos alternados de humedecimiento y secado, efectos de vegetación y pequeños organismos pueden cambiar las condiciones del suelo, provocando discontinuidades, fisuras, agujeros, entre otros, que hacen que las características de permeabilidad de los suelos sean diferentes.

#### 2.4.4.6 Aire encerrado y materiales extraños en los vacíos

Aún cuando el término coeficiente de permeabilidad en el sentido estricto de la palabra se refiere a la condición de suelos saturados, los suelos en su condición natural, contienen pequeñas cantidades de gas encerrado u ocluido. Más aun las muestras de laboratorio contienen frecuentemente mayores cantidades de gas, debido a que el suelo lo adquiere con facilidad, a menos que se tomen una serie de precauciones durante el muestreo, envío y preparación de las muestras. El gas encerrado, aun cuando sea en pequeñas cantidades, tiene un efecto marcado en el coeficiente de permeabilidad.

La figura 2.5 permite relacionar diferentes tipos de suelos con la calidad de drenaje, además de sugerir el tipo de ensayo y/o procedimiento de cálculo óptimo para determinar el coeficiente de permeabilidad. [11]

	100	10	1	$10^{-1}$	$10^{-2}$	$10^{-3}$	$10^{-4}$	$10^{-5}$	$10^{-6}$	$10^{-7}$	$10^{-8}$	$10^{-9}$	
Drenaje	Bueno						Pobre			Prácticamente impermeable			
Tipo de suelo	Grava limpia	Arenas limpias y mezclas limpias de arena y grava			Arenas muy finas, limos orgánicos e inorgánicos, mezclas de arena, limo y arcilla, morenas glaciares, depósitos de arcilla estratificada						Suelos "impermeables", es decir, arcillas homogéneas situadas por debajo de la zona de descomposición		
					Suelos "impermeables", modificados por la vegetación o la descomposición. <sup>d</sup>								
Determinación directa de k	Ensayo directo del suelo "in situ" por ensayos de bombeo. Se requiere mucha experiencia, pero bien realizados son bastante exactos.												
	Permeámetro de carga hidráulica constante. No se requiere mayor experiencia.												
Determinación indirecta de k	Permeámetro de carga hidráulica decreciente. No se requiere mayor experiencia y se obtienen buenos resultados			Permeámetro de carga hidráulica decreciente. Resultados dudosos. Se requiere mucha experiencia.			Permeámetro de carga hidráulica decreciente. Resultados de regular a bueno. Se requiere mucha experiencia.						
	Por cálculo, partiendo de la curva granulométrica. Sólo aplicable en el caso de arenas y gravas limpias sin cohesión.									Cálculos basados en los ensayos de consolidación. Resultados buenos. Se necesita mucha experiencia			

Figura 2.5 – Valores del coeficiente de permeabilidad en distintos suelos. [11]

### 2.4.5 Determinación del coeficiente de permeabilidad

Para la determinación del coeficiente de permeabilidad existen diferentes métodos: ensayos de laboratorio, ensayos in situ y métodos empíricos, donde el valor de K es obtenido indirectamente a través de relaciones empíricas con otras propiedades del suelo. [7]

Dentro de las técnicas de laboratorio se encuentran:

- Permeámetro de carga constante: Se aplica generalmente a suelos granulares (arenas) y consume una gran cantidad de agua para mantener el nivel de forma constante.
- Permeámetro de carga variable: Se aplica generalmente para suelos finos, el ensayo en sí es de larga duración, ya que por lo general la cantidad de flujo que atraviesa la muestra es muy pequeña.

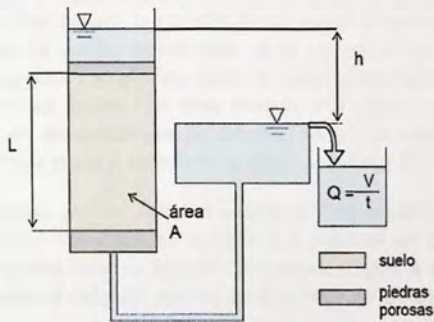


Figura 2.6 – Esquema de permeámetro de carga constante. [11]

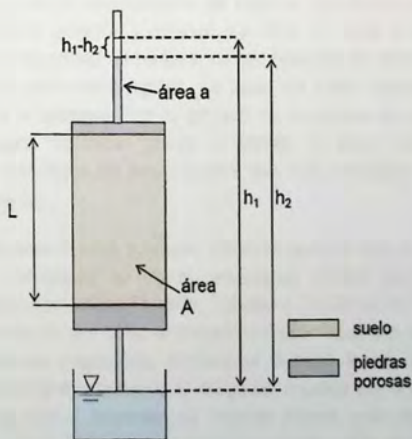


Figura 2.7 – Esquema de permeámetro de carga variable. [11]

## 2.5 Capas que componen el pavimento asfáltico

### 2.5.1 Subrasante

Subrasante se denomina al suelo que sirve como fundación para todo el paquete estructural de un pavimento. Las propiedades de los suelos de la subrasante son uno de los datos más importantes en el diseño de un pavimento, estas propiedades estarán siempre presentes, aunque se pretenda mejorar mediante tratamientos especiales como por ejemplo estabilización o compactación.

### 2.5.2 Subbase granular

La subbase es una capa de material seleccionado de espesor diseñado, colocado para soportar una capa de base. La capa de subbase por lo general es de calidad algo inferior a la capa de base, que además de contribuir a la capacidad estructural del sistema de pavimento tiene funciones secundarias adicionales como prevenir la intrusión de los suelos de subrasante de grano fino en la capa de base, minimizar los efectos perjudiciales de la acción de las heladas proporcionando aislamiento para las explanadas y en algunos casos se puede utilizar para aumentar la altura de la superficie del pavimento por encima del nivel freático. Por último permite proporcionar una plataforma de trabajo para las operaciones de construcción en los casos en que el suelo de la subrasante es muy débil y no puede proporcionar el apoyo necesario. [2]

Los materiales para subbase granular deberán cumplir con los requerimientos estipulados en el capítulo 2.2 y la graduación TM – 50A de la Tabla 2.2. Además en cuanto a las propiedades mecánicas, el material deberá tener un soporte CBR mayor o igual a 40% y la fracción gruesa deberá tener una resistencia al desgaste, medida por el ensayo de los ángeles de no más de 40%. [4]

### 2.5.3 Base granular

La base es una capa de material seleccionado de espesor diseñado, colocado sobre la subbase para proporcionar un soporte uniforme y estable. La capa de base proporciona típicamente una porción significativa de la capacidad estructural en un sistema de pavimento flexible y mejora la rigidez de fundación para pavimentos rígidos. La capa de base también sirve para las mismas funciones secundarias de la subbase. Por lo general se compone de agregados de alta calidad, tales como grava, escoria triturada, grava y arena, o una combinación de estas, las especificaciones de los materiales de base suelen ser más estrictas que las de materiales de subbase de menor calidad. [2]

Los materiales para conformar la base granular, deberán cumplir con lo establecido en el capítulo 2.2. Para la región de Valparaíso las bases granulares deben ser de graduación cerrada y ajustarse a las bandas granulométricas TM-50b, TM-50c o TM 25 de la Tabla 2.2, el porcentaje de chancado no deberá ser menor que 50%, el tamaño máximo absoluto deberá ser 40 mm (1 1/2"). En cuanto a las propiedades mecánicas, el material deberá tener un soporte CBR  $\geq 80\%$ , la fracción gruesa deberá tener una resistencia al desgaste, medida por el ensayo de Los Ángeles, de no más de 35% [4], esto con el propósito de obtener bases más densas y resistentes con el principal fin de impedir la infiltración de la humedad provocada por la escorrentía superficial.

#### 2.5.4 Carpeta asfáltica

Es la capa superior de la estructura de pavimento, es diseñada para acomodar la carga de tráfico, resistir el arrastre, la abrasión producida por el tráfico y los efectos de desintegración provocados por el clima.

El concreto asfáltico CA (*Asphalt Concrete*) también conocido como hormigón asfáltico, hormigón bituminoso o concreto bituminoso, es el material más común en los proyectos de construcción para caminos y carreteras. Consiste en una mezcla de asfalto y agregados que se mezclan, se extienden en capas y se compactan. Debido a sus buenas propiedades como impermeabilizante también se usa en el núcleo de ciertas presas.

EL concreto asfáltico posee diferentes prestaciones en términos de durabilidad de superficie, soporte de neumático, eficiencia de frenado y disminución de ruido. Las características necesarias del asfalto se obtienen en función de la categoría de tráfico y coeficiente de fricción deseado.

## Capítulo III

### Caracterización de los Parámetros

#### 3.1 Reposición Ruta F-50 sector Lo Orozco – Quilpué

##### 3.1.1 Descripción general de las obras

La reparación y rediseño del camino Lo Orozco ubicado en la comuna de Quilpué, provincia del Marga-Marga, llamado a licitación por el Ministerio de Obras Públicas (MOP) tiene como objetivo unir las comunas de Quilpué y Villa Alemana con la Ruta 68, a la altura del Santuario de lo Vásquez. La vía que fue construida para vehículos livianos, quedará habilitada para vehículos de alto tonelaje y permitirá que el transporte que proviene del paso fronterizo Los Libertadores con destino al puerto de San Antonio o Santiago puedan conectarse directamente a la Ruta 68 sin pasar por Vía del Mar o Valparaíso.

El programa de trabajos contempla el reemplazo de la carpeta existente por una de concreto asfáltico y el mejoramiento del trazado de la ruta. El contrato consta de tres tramos y contempla además del reemplazo del puente Marga-Marga por una estructura que tendrá 55 metros de largo y un ancho de 11 metros además de pasillos peatonales.

Primera etapa: Tramo desde Ruta 68.

Segunda etapa: Ruta F-50, camino Lo Orozco, Dm 11,900.00 a Dm 17,571.72

Tercera etapa: Ruta F-50, camino Lo Orozco, Dm 17,578.55 a Dm 29,497.99

##### 3.1.2 Ejes equivalentes

Es necesario preliminarmente realizar el cálculo de las solicitaciones que afectarán la estructura, para esto se debe calcular la carga de diseño expresada en ejes equivalentes. El factor ejes equivalentes es uno de los principales aportes del *AASHTO Road Test*, que establece un procedimiento para transformar los diferentes tipos y pesos de ejes que circulan por un camino, a un eje patrón único, llevándolo a un eje simple de rueda doble de 80 KN de peso (18 Kíps). [1]

Para determinar los ejes equivalentes (EE) de diseño es necesario valorizar los siguientes parámetros:

- Año de puesta en servicio: 2015.
- Años de vida útil: 20.
- Factor de pista: 1.

Tabla 3.1 – Tránsito medio diario anual año 2014. (Elaboración propia)

	Vehículos livianos	Camión simple	Camión múltiple	Bus interurbano	Bus urbano
TMDA por sentido año 2014	700	300	180	100	200
EE / Vehículo (asfalto)	0.00	0.75	3.40	1.60	1.00

Tabla 3.2 – Tasas de crecimiento vehicular. (Elaboración propia)

Tasas de crecimiento		Vehículos livianos	Camión simple	Camión múltiple	Bus interurbano	Bus urbano
2014	2020	9.6%	4.5%	5.7%	6.8%	4.5%
2021	2027	7.5%	3.5%	5.5%	5.7%	4.4%
2028	2034	5.5%	3.0%	5.4%	5.5%	4.3%

Tanto el tránsito medio diario anual y tasas de crecimiento has sido estimadas a partir de los datos de la página del Departamento de Estadística y Censo de Transito ([www.servicios.vialidad.cl/censo/](http://www.servicios.vialidad.cl/censo/)), mediante el procedimiento simplificado expuesto por el Manual de Carreteras Volumen 3 – Instrucciones y Criterios de Diseño, por el cual se puede obtener:

Tabla 3.3 – Cálculo de tránsito medio diario total del año. (Elaboración propia)

Año	TMDA por sentido en el año					TOTAL
	V. Livianos	C. Simple	C. Múltiple	Bus Inter.	Bus Urb.	
2015	767	314	190	107	209	1,587
2016	841	328	201	114	218	1,702
2017	922	342	213	122	228	1,827
2018	1,010	358	225	130	239	1,961
2019	1,107	374	237	139	249	2,107
2020	1,213	391	251	148	260	2,264
2021	1,304	404	265	157	272	2,402
2022	1,402	419	279	166	284	2,550
2023	1,507	433	295	175	296	2,707
2024	1,620	448	311	185	309	2,874
2025	1,742	464	328	196	323	3,053
2026	1,872	480	346	207	337	3,243
2027	2,013	497	365	219	352	3,446
2028	2,124	512	385	231	367	3,618
2029	2,240	527	406	243	383	3,800
2030	2,364	543	428	257	399	3,991
2031	2,494	559	451	271	417	4,191
2032	2,631	576	475	286	435	4,402
2033	2,775	594	501	302	453	4,624
2034	2,928	611	528	318	473	4,858

Una vez obtenida la evolución del uso del camino durante su vida útil, es posible determinar los ejes equivalentes totales a los cuales se someterá el camino como sollicitación.

Tabla 3.4 – Cálculo de ejes equivalentes de diseño. (Elaboración propia)

Año	EE Asfalto (miles)	
	Del año	Acumulados
2015	461	461
2016	486	946
2017	512	1,458
2018	540	1,998
2019	569	2,567
2020	600	3,167
2021	630	3,798
2022	662	4,459
2023	695	5,154
2024	730	5,884
2025	766	6,650
2026	805	7,455
2027	846	8,301
2028	887	9,188
2029	930	10,117
2030	975	11,092
2031	1,023	12,115
2032	1,073	13,188
2033	1,125	14,313
2034	1,181	15,494

Observando los cálculos finales se obtiene un total aproximado de quince millones y medio de ejes equivalentes (15,500 miles), pero para efectos de diseño se adoptará un total de dieciséis millones de ejes equivalentes de diseño (16,000 miles).

### 3.1.3 Número estructural

El método de diseño de pavimentos flexibles nuevos que se presenta en el Manual de Carreteras, está basado en el método AASHTO – 93, con algunas precisiones y complementos para ajustarlo más a la realidad chilena. La fórmula general de diseño que relaciona la cantidad de ejes equivalentes (EE) solicitantes con el número estructural (NE) y el nivel de confianza, es la siguiente: [14]

$$EE = (NE + 25.4)^{9.36} * 10^{(-16.40 + Z_R * S_0)} * M_R^{2.32} * [(p_i - p_f)/(p_i - 1.5)]^{1/\beta}$$

(Ecuación 3.1)

Con:  $\beta = 0.40 + [97.81/(NE + 25.4)]^{5.19}$  (Ecuación 3.2)

Dónde:

- EE: Ejes equivalentes de 80 KN acumulados durante la vida de diseño.
- NE: Número estructural (mm).
- $Z_R$ : Coeficiente estadístico que depende del nivel de confianza que se adopte.
- $S_0$ : Desviación estándar del error combinado de todas las variables que intervienen en el modelo.
- $M_R$ : Módulo resiliente del suelo de la subrasante (MPa).
- $p_i$ : Índice de serviciabilidad inicial.
- $p_f$ : Índice de serviciabilidad final.

El Manual de Carreteras Volumen 3 – Instrucciones y Criterios de Diseño, en su numeral 3.600 – Diseño Estructural de la Obra Básica y la Plataforma, sección 3.604 – Diseño de Pavimentos Nuevos, entrega los valores para algunas de las variables que interfieren en la determinación del número estructural para pavimentos flexibles o en caso contrario las fórmulas empíricas para determinar los valores faltantes. [14]

#### 3.1.3.1 Serviciabilidad

AASHTO la define como la capacidad de servir al tipo de tránsito para el cual ha sido diseñado. Así se tiene un índice de serviciabilidad presente PSI (*Present Serviceability Index*) mediante el cual el pavimento es calificado entre 0 (pésimas condiciones) y 5 (perfecto estado).

La tabla 3.5, entrega los valores de serviciabilidad inicial y final recomendados para un diseño de pavimento Flexible.

Tabla 3.5 – Índices de serviciabilidad. [14]

Índice de serviciabilidad inicial ( $p_i$ )	4.2
Índice de serviciabilidad final ( $p_f$ )	2.0

### 3.1.3.2 Solicitaciones

Las sollicitaciones que afectan la estructura, expresadas en ejes equivalentes (EE), acumulados durante la vida de diseño, alcanzan un valor de 16,000 (miles); Tabla 3.4 – Cálculo de Ejes equivalentes de diseño. Obtenidos para un camino Regional Principal para una vida de diseño de 20 años.

Tabla 3.6 – Vida de diseño. [14]

Clasificación del camino	Vida de diseño (años)
De alto tránsito en zonas urbanas	20 – 30
Camino Nacionales	10 – 20
Regionales Principales	10 – 20
Regionales Secundarios	5 – 20

### 3.1.3.3 Confiabilidad.

Este concepto fue utilizado por primera vez para el diseño de pavimentos flexibles en 1973 en Texas (*Texas Highway Department*). Para luego ser incorporados en los procedimientos de diseño AASHTO en 1973, para finalmente adoptarlos en la guía de diseño AASHTO de 1986. Este concepto de diseño puede definirse de forma simple como la probabilidad de que el sistema estructural que forma el pavimento cumpla su función prevista dentro de su vida útil bajo las condiciones que tiene lugar ese lapso.

Para situaciones normales de diseño se utiliza la Tabla 4.7, la cual indica los niveles de confianza en función de los ejes equivalentes calculados.

Tabla 3.7 – Nivel de confianza y valor de la desviación normal del error combinado. [14]

EE Solicitantes (millones)	Confiabilidad (%)	$Z_R$	$S_0$ en función del coeficiente de variación de los suelos				
			15%	20%	30%	40%	50%
< 5	60	-0.253	0.45	0.46	0.47	0.49	0.50
5 – 15	60 – 70	-0.253 – -0.524	0.45	0.46	0.47	0.49	0.50
15 – 30	60 – 75	-0.253 – -0.674	0.45	0.46	0.47	0.49	0.50
30 – 50	70 – 80	-0.524 – -0.841	0.44	0.45	0.46	0.48	0.49
50 – 70	70 – 85	-0.524 – -1.037	0.42	0.43	0.44	0.47	0.48
70 – 90	70 – 90	-0.524 – -1.282	0.40	0.41	0.42	0.45	0.46

Para 16 millones de ejes equivalentes y considerando un camino regional principal es necesario un porcentaje de confiabilidad mayor o igual a 75%, obteniendo un valor para el coeficiente estadístico  $Z_R = -0.674$ ; y para un valor del 50% de variación de los suelos, se obtiene un valor para la desviación del error combinado  $S_0 = 0.50$ . El factor de confiabilidad, se obtiene por medio de la ecuación:

$$\log F_R = -Z_R * S_0 \quad \text{ó} \quad F_R = 10^{-Z_R * S_0} \quad (\text{Ecuación 3.3})$$

Para los valores de  $Z_R = -0.674$  y  $S_0 = 0.5$  se obtiene un Factor de Confiabilidad  $F_R = 2.173$ .

### 3.1.3.4 Módulos resilientes y elásticos

El método de diseño AASHTO caracteriza las propiedades de los suelos de la subrasante mediante el parámetro llamado Modulo Resiliente Efectivo ( $M_R$ ). El procedimiento para determinar el valor del  $M_R$  es bastante engorroso y habitualmente para diseño de pavimentos en trazados nuevos se define de forma indirecta a partir de resultados de ensayos que determinan el CBR. [14]

El Manual de Carreteras incluye las relaciones determinadas por el *Transport and Road Research Laboratory (TRRL)* de 1987 y que deben utilizarse sólo para calcular el Módulo Resiliente de los suelos de la subrasante.

Las relaciones son las siguientes: [14]

$$M_R \text{ (MPa)} = 17.6 * (\text{CBR})^{0.64} \text{ para } \text{CBR} < 12\% \quad \text{(Ecuación 3.4)}$$

$$M_R \text{ (MPa)} = 22.1 * (\text{CBR})^{0.55} \text{ para } 12\% \leq \text{CBR} < 80\% \quad \text{(Ecuación 3.5)}$$

Para efectos prácticos la determinación de la sensibilidad del diseño en función de los coeficientes de drenaje, se ha considerado un CBR = 10% de la subrasante, lo que permite obtener un módulo resiliente  $M_R = 76.8$  (MPa) obtenido a partir de la ecuación 3.4.

### 3.1.3.5 Determinación del número estructural mediante Manual de carreteras

Valorizados todos los parámetros que intervienen en el cálculo del número estructural (NE) es posible resolver las ecuaciones 3.1 y 3.2, para finalmente obtener un número estructural de 101.95 (mm); pero para efectos de cálculo y determinación de espesores del paquete estructural se ha adoptado un espesor final de 102 (mm).

$$16 * 10^6 = (101.946 + 25.4)^{9.36} * 10^{(-16.40 + -0.674 * 0.50)} * 76.8^{2.32} * \left[ \frac{(4.2 - 2.0)}{(4.2 - 1.5)} \right]^{\frac{1}{0.654}}$$

$$0.654 = 0.40 + [97.81 / (101.946 + 25.4)]^{5.19}$$

### 3.1.3.6 Determinación del número estructural mediante AASHTO

El primer antecedente en el diseño de pavimentos según el método AASHTO se tiene con el *AASHTO Road Test*, que fue un ensayo realizado sobre pavimentos de determinadas características bajo diferentes cargas en Ottawa, Illinois entre 1958 y 1960, de donde apareció la "*Interim Guide for the Design of Rigid Pavement*" en 1962. Luego en 1972 aparece la "*AASHTO Interim Guide for Design of Pavement Structures*", para finalmente en 1986 crear la "*Guide for the Design of Pavement Structures*", donde aparecen los conceptos de confiabilidad, módulos resilientes de los materiales, efectos de subrasantes expansivas o sometidas a congelación y deshielo y coeficientes de drenaje. Esta guía se mantuvo con el tiempo hasta el año 1993, donde fue hecha una versión revisada y que no ofrece cambios referentes a diseño de pavimentos flexibles hasta la fecha. [4]

La ecuación que relaciona los ejes equivalentes con el número estructural mediante AASHTO es la siguiente: [4]

$$\text{Log}W_{18} = Z_R * S_0 + 9.36 * \log(\text{SN} + 1) - 0.20 + \frac{\log\left[\frac{\Delta\text{PSI}}{4.2 - 1.5}\right]}{0.4 + \frac{1094}{(\text{SN} + 1)^{5.19}}} + 2.32 * \log(M_R) - 8.07$$

(Ecuación 3.6)

Dónde:

- $W_{18}$ : Número de aplicaciones de ejes simples de rueda doble de 18 kips (80 KN).
- SN: Número estructural (pulg).
- $\Delta\text{PSI}$ : Pérdida de serviciabilidad, diferencia entre los índices de serviciabilidad inicial y final.
- $S_0$ : Desviación estándar del error combinado.
- $Z_R$ : Coeficiente estadístico que depende del nivel de confianza que se adopte.
- $M_R$ : Módulo resiliente de la subrasante (psi).

Reemplazando en la Ecuación 3.6, para los distintos parámetros encontrados anteriormente y considerando los cambios de unidad y medida, es posible determinar un número estructural (SN) igual 4.02 pulgadas (102.108 mm), valor que no presenta una gran diferencia con el obtenido por el método realizado con el Manual de Carreteras. Por lo que se concluye un diseño final con un número estructural NE = 102 mm.

### 3.1.4 Materiales utilizados en la obra ejecutada

#### 3.1.4.1 Subrasante

Las propiedades que más se acomodan en la subrasante para la determinación de la sensibilidad del diseño en función de las características drenantes de las bases granulares son:

- CBR<sub>subrasante</sub>: 10%.
- $M_R$ : 76,83 (MPa) ó 11.143,25 (PSI) (ecuación 3.4).
- % de material fino bajo Malla N°200 (0.08 mm) = 40%.

Estos parámetros han sido adoptados por tres razones principales:

- Al poseer una menor calidad de CBR de la subrasante, es necesario una mayor capacidad aportante de las capas de pavimento, lo que generará capas de mayor tamaño, permitiendo observar la variación de mejor manera.
- El valor adoptado de CBR = 10% es el valor mínimo para suelo de subrasante que permite excluir una capa superior de mejoramiento o una tela de geotextil bajo la subbase. [14]
- El porcentaje de material fino = 40%, se adoptó principalmente por no tener datos fidedignos que permitan clasificar el suelo como subrasante granular, por lo que el 40% representa una subrasante de suelo fino (peor caso).

#### 3.1.4.2 Material para Subbase

A pesar que la mayoría de los diseños de pavimentos asfálticos poseen una capa de subbase granular, esta podría estar ausente en algunos casos. Esto ya que al momento de evaluar el diseño los parámetros mínimos de resistencia requerida, espesor o costos constructivos como acopio, transporte, colocación y compactación entre otros, podrían generar un valor alto en el diseño final si se compara con un pavimento conformado solo por base, pero de mayor espesor e igual resistencia.

Este es el caso del camino Lo Orozco, que no contempla subbase granular, lo que además lo hace propicio para el estudio de la sensibilidad de diseño en función de la permeabilidad de la base, al simplificar las características de las capas.

#### 3.1.4.3 Material para Bases granular

La procedencia de los materiales para conformar las bases granulares corresponden a áridos extraídos del pozo Las Piedras, materiales que cumplen con los parámetros exigidos en el Manual de Carreteras Volumen 5 y expuestos en el Capítulo II, los valores a considerar para el diseño preliminar será un valor medio de varias muestras analizadas, a continuación se presenta el análisis de las muestras obtenidas correspondientes a la malla TM - 50 C.

Tabla 3.8 – Análisis bases granulares.

**1. IDENTIFICACIÓN DE LA MUESTRA**

MUESTRA N°	45	56	62
TIPO DE MATERIAL	Base Granular	Base Granular	Base Granular
PROCEDENCIA	Cordón de Terreno	Cordón Faja Derecha	Cordón Faja Derecha
UBICACIÓN	13,350	13,985	16,700
TRAMO	12,800 - 13,400	13,400 - 14,030	16,650 - 17,574
FECHA DE MUESTREO	28-03-2013	25-04-2013	01-05-2013
USO	Base Granular	Base Granular	Base Granular

**2. GRANULOMETRÍA**

TAMIZ		% que pasa			Especificación
ASTM	Mm				
6"	150				Banda
5"	125				TM - 50 C
4"	100				
3"	80				
2 1/2"	63				
2"	50		100		100 - 100
1 1/2"	40	100	99	100	
1"	25	87	89	88	70 - 100
3/4"	20	74	79	71	60 - 90
3/8"	10	52	62	55	40 - 75
N°4	5	41	53	46	30 - 60
N°10	2	34	44	36	15 - 45
N°40	0.5	19	24	16	10 - 30
N°200	0.08	10	11	3	0 - 15
% Chancado		50	57	70	Mínimo 50%

**3. LÍMITES DE ATTERBERG**

Límite Líquido	-	-	-	Máximo 25
Límite Plástico	-	-	-	
IP	NP	NP	NP	Máximo 6

**4. RELACIÓN DENSIDAD / HUMEDAD**

D.M.C.S. Kg/m <sup>3</sup>	2,220	2,266	2,263	2,000 – 3,000
Humedad Óptima %	6.5	5.9	6.3	
CBR a 0.1" %	140	170	145	Mínimo 80%

**5. CLASIFICACIÓN**

AASHTO	A-1a(0)	A-1a(0)	A-1a(0)	
USCS	GW-GM	GP-GM	GP	

Tabla 3.9 – Granulometría base granular de diseño. (Elaboración propia)

**1. GRANULOMETRÍA**

ASTM	mm	Valor Medio	Especificación
6"	150		Banda
5"	125		TM - 50 C
4"	100		
3"	80		
2 1/2"	63		
2"	50		100 - 100
1 1/2"	40	100	
1"	25	88	70 - 100
3/4"	20	75	60 - 90
3/8"	10	56	40 - 75
Nº4	5	47	30 - 60
Nº10	2	38	15 - 45
Nº40	0.5	20	10 - 30
Nº200	0.08	8	0 - 15
% Chancado		59	Mínimo 50%

**2. LÍMITES DE ATTERBERG**

Límite Líquido	-	Máximo 25
Límite Plástico		
IP	NP	Máximo 6

**3. RELACIÓN DENSIDAD / HUMEDAD**

D.M.C.S. Kg/m <sup>3</sup>	2,250	2,000 – 3,000
Humedad Óptima %	6.2	
CBR a 0.1" %	152	Mínimo 80%

**4. CLASIFICACIÓN**

AASHTO	A-1a (0) <sub>(1)</sub>
USCS	GP-GM <sub>(2)</sub>

1 – Fragmentos de roca, grava y arena, Excelente a bueno como subgrado

2 – Grava mal graduada con limo con arena, suelo de partículas gruesas.

A pesar que el ensayo de permeabilidad, no es un parámetro exigido por el MC para la aceptación de las bases granulares para pavimentos flexibles, es considerado determinante en el comportamiento según el método AASHTO.

Los suelos granulares al verse influenciados por una cantidad excesiva de material fino pueden acelerar el deterioro de los materiales a consecuencia de un mal drenaje de las aguas, disminuyendo la vida útil del pavimento. [2]

La tabla 3.11 entrega los resultados del ensayo obteniendo el coeficiente de permeabilidad de la base granular.

Tabla 3.10 – Valores de viscosidad del agua. [4]

Temperatura	Valor
20° C	1.0040
17° C	1.0949
Factor de Corrección	
$\vartheta 20^{\circ} \text{ C} / \vartheta 17^{\circ} \text{ C}$	0.9170

Tabla 3.11 – Coeficiente de permeabilidad base granular.

Material	Volumen (cm <sup>3</sup> )	Tiempo (s)	Largo (cm)	Espesor (cm)	Área (cm <sup>2</sup> )	K (cm/s)	K Promedio (cm/s)	K <sub>20</sub> (cm/s)
Base Granular	897	120	11.6	55	78.54	0.02007	0.014	0.02
	1,955	480	11.6	55	78.54	0.01094		
	2,943	720	11.6	55	78.54	0.01098		

Los coeficientes obtenidos mediante el ensayo de permeabilidad fueron realizados en el Laboratorio de Mecánica de Suelos de la Universidad de Valparaíso, en un permeámetro de carga constante.

## Capítulo IV

### Permeabilidad y Drenaje de los Suelos

#### 4.1 Conceptos básicos de drenaje

La humedad tiene una gran influencia sobre las distintas propiedades de los materiales que constituyen el paquete estructural y sobre el comportamiento de los pavimentos en general, la humedad de una variedad de fuentes puede entrar en una estructura de pavimento que en combinación con cargas de tráfico pesado y temperaturas en algunos casos de congelación, puede tener un profundo efecto negativo en las propiedades del material y el rendimiento global de un sistema de pavimento. Es tan claro la importancia de la presencia de agua que el método AASHTO 86 ya incorporaba un coeficiente de drenaje en la ecuación de diseño, que afectaba la base y subbase. [1]

La humedad en el subsuelo y la estructura del pavimento puede provenir de muchas fuentes diferentes. El agua puede infiltrarse hacia arriba desde una mesa alta de aguas subterráneas, o puede fluir lateralmente desde el borde del pavimento. Por lo que el conocimiento del agua subterránea y su movimiento son críticos para el rendimiento del pavimento, así como para la estabilidad de taludes adyacentes, especialmente en situaciones de corte. Estas aguas subterráneas pueden ser especialmente un gran problema para pavimentos en zonas bajas, por lo que la interceptación y/o eliminación antes de que pudiese entrar en el pavimento, es una parte esencial del diseño.

La acción capilar y el movimiento de vapor de humedad también son responsables de la acumulación de agua bajo de una estructura de pavimento (Hindermann 1968). Los efectos capilares son el resultado de la tensión superficial y la atracción entre el agua y el suelo; Movimientos de vapor de humedad se asocian con los cambios de temperatura y condiciones climáticas.

Sin embargo la fuente más significativa de agua en exceso en los pavimentos es la infiltración a través de la superficie: las juntas, grietas, bordes de hombro y varios otros defectos de la superficie proporcionan caminos de fácil acceso para el agua. El Departamento de Transporte de Minnesota, en el año 1995 en un estudio dirigido por Hagen y Cochran, indica que hasta el 40% de agua de lluvia puede entrar en la estructura del pavimento. Esto a pesar que los pavimentos de concreto asfáltico (CA), no contiene uniones, grietas superficiales ni juntas frías; grietas longitudinales y el pavimento de borde proporcionan amplias vías para que el agua se infiltre en la estructura. [2]

El problema además se agrava con el tiempo. Los pavimentos se deterioran con la edad, las grietas se agrandan y son cada vez más abundantes. Las juntas y los bordes se comienzan a comportar como canales por lo que la humedad es libre de fluir. El resultado es más humedad que se le permite entrar a la estructura, lo que conduce a un desarrollo acelerado de deterioro del pavimento.

Yoder y Witczak (1975) definen dos tipos de deterioro del pavimento, el primero es una falla estructural, en que un colapso de toda la estructura o una avería de uno o más de los componentes del pavimento lo hace incapaz de sostener las cargas impuestas sobre su superficie; El segundo tipo es un error de fallo funcional, que se produce cuando el pavimento no es capaz de llevar a cabo su función prevista sin causar molestias a los conductores o los pasajeros. [2]

## 4.2 Principales daños producidos por humedad

El exceso de humedad dentro de una estructura de pavimento puede afectar adversamente el desempeño de éste. Un camino puede ser estable a un contenido de humedad determinado, pero puede llegar a ser inestable si los materiales se saturan. En todo buen diseño de pavimentos debe buscarse que la base, subbase y subrasante estén lo más protegidos de la acción del agua, la cual puede provocar diversos daños como:

- Altas presiones de agua, desarrolladas en suelos saturados cuando se someten a cargas dinámicas.
- Migración de partículas de suelo, creando problemas de erosión y obstrucción de desagües.
- Fallas producidas por un escurrimiento incontrolado que llevan a la saturación, exceso de subrepcción o exceso de fuerzas de filtración.
- Ablandamiento de la subrasante cuando ésta se satura y permanece saturada durante un prolongado período.
- Degradación de la calidad del material del pavimento por acción de la humedad.
- Congelación del agua subterránea, la cual puede ejercer fuerzas de gran magnitud.

Los efectos perjudiciales del agua sobre el soporte estructural del sistema se describen por AASHTO-93, de la siguiente manera:

- El agua en la superficie de asfalto puede conducir a daño por humedad, la reducción del módulo elástico y la pérdida de resistencia a la tracción. Esta saturación puede reducir el módulo seco del asfalto en un 30% o más. [2]
- Se prevé que la humedad añadida en la base y subbase puede dar a lugar una pérdida de rigidez de un 50% o más. [2]

Las fallas en pavimentos flexibles están caracterizadas por excesiva deflexión, fisuración, bajo poder de soporte de la subrasante y desintegraciones. Es tan conocido que la presencia del agua es perjudicial para los pavimentos, que los métodos clásicos de diseño consideraban los parámetros resistentes de la subrasante en condición saturada (peor estado) como dato de entrada de diseño. [2]

AASHTO recomienda tres formas de considerar el control o la reducción de los problemas causados por el agua. [1] [2]

- **Sellar correctamente el pavimento y no permitir la entrada del agua a las distintas capas.**

Este método en general es poco recomendable, ya que para lograrlo es necesario usar materiales y técnicas especiales para sellado de juntas longitudinales, transversales y fisuras, además es necesario diseñar el pavimento con membranas impermeables, capas de rodamiento, bases, subbases y bermas impermeables. Lo cual encarece de sobremanera el diseño final y no existe la fiabilidad que este sea 100% impermeable durante toda su vida de diseño, por ejemplo en algunos casos puede requerir la sustitución de la subbase. Deben poseer sistemas específicos de drenaje que también agregan costos a la carretera, además se requiere mantenimiento para los sistemas de drenaje y sistemas de sellado.

- **Utilizar materiales que sean insensibles a la humedad y que no provoquen daños relacionados con la humedad.**

Este método es más utilizado y para ello se debe principalmente usar materiales estabilizados para capas granulares, como estabilización con cemento o productos bituminosos, y generar una selección de materiales granulares con bajo contenido de finos y baja plasticidad que puedan resistir los efectos de la humedad.

- **Proveer un drenaje adecuado para remover efectivamente todo tipo de humedad que pueda entrar en el pavimento antes que se produzcan deterioros.**

Este sistema permite al diseñador crear un drenaje que mantenga un nivel freático por debajo del pavimento o que pueda evacuar fácilmente el agua que eventualmente pueda ingresar en el paquete estructural sin tener que recurrir a gastos excesivos de impermeabilización de materiales.

También es necesario la utilización de bases y subbases permeables, diseñadas no sólo del punto de vista estructural, sino también como capas drenantes, con el principal fin de desviar el agua que ingresa al pavimento drenándola en dirección horizontal, en vez de continuar hacia abajo, hacia la subrasante. Un buen drenaje aumenta la capacidad portante de la subrasante (el módulo resiliente aumenta cuando baja el contenido de humedad), mejorando la calidad del camino y permitiendo el uso de capas más delgadas.

Es necesario destacar que no siempre se pueden cumplir con las premisas citadas anteriormente, pero un buen diseño debe reunir la mayor parte de ellas y saberlas complementar bien, así es necesario emplear todos los enfoques en combinación para obtener el diseño más efectivo. Ningún enfoque por sí solo puede anular por completo los efectos de la humedad en el sistema de pavimento bajo cargas de tráfico pesado durante muchos años. Además del buen diseño es necesario complementarse con buenas tareas de mantenimiento. [2]

### 4.3 Sistemas de drenaje subterráneo de caminos

La función principal de un sistema de drenaje es permitir la retirada de las aguas que se acumulan en el terreno, la eliminación de agua libre en los pavimentos se puede lograr mediante el drenaje verticalmente en la subbase, o lateralmente a través de una capa de drenaje en un sistema de colectores, en general, el proceso real será una combinación de los dos. [2]

Un sistema de drenaje subterráneo de caminos puede clasificarse de acuerdo a la fuente de agua que debe controlar o según la función que deben cumplir, pero probablemente la forma más común de clasificar un sistema de drenaje subterráneo es en términos de su ubicación y su geometría. [4] Los sistemas más conocidos son:

- Drenes longitudinales.
- Drenes transversales y horizontales.
- Pozos.
- Bases permeables.

Cada tipo puede ser diseñado para controlar varias fuentes de humedad y puede realizar varias funciones diferentes. Además los sistemas de drenaje subterráneo se pueden usar en combinación para hacer frente a las necesidades específicas. [6]

#### 4.3.1 Drenes longitudinales

Están ubicados en forma paralela al camino y pueden constar de una cuneta de profundidad determinada o de un tubo colector perforado y un filtro.



Figura 4.1 – Dren longitudinal. [2]

Cuando se trata de desmontes muy profundos con niveles freáticos altos, un dren longitudinal al costado del camino puede no ser suficiente, en este caso se recomienda colocar un dren interceptor. [2]

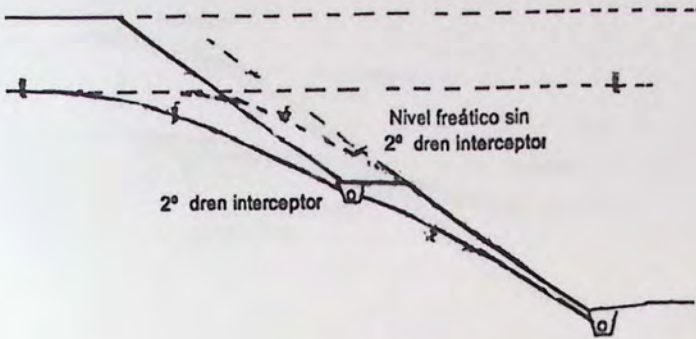


Figura 4.2 – Drenes interceptores longitudinales. [2]

#### 4.3.2 Drenes transversales y horizontales

Son drenes que corren en forma transversal al camino, en general forman un ángulo recto con el eje del camino, aunque a veces son oblicuos a este. Son muy convenientes en zonas cuando el agua tiende a correr paralela al eje del camino.

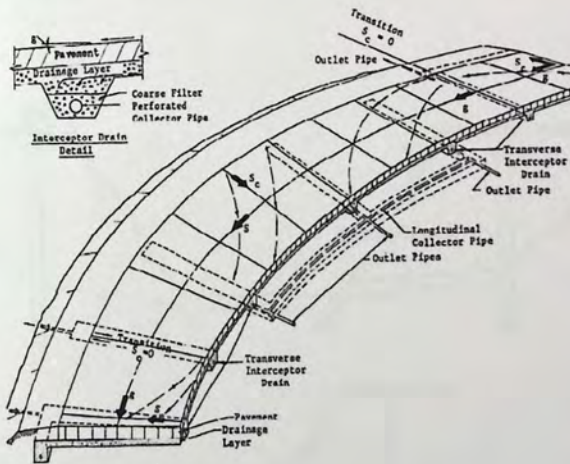


Figura 4.3 – Drenes transversales conectados a un dren longitudinal. [1]

En algunas ocasiones cuando se intercepta una sección de terraplén con una sección en corte y es de esperar un flujo de agua desde la zona de corte, es posible utilizar drenes transversales interceptores. [2]

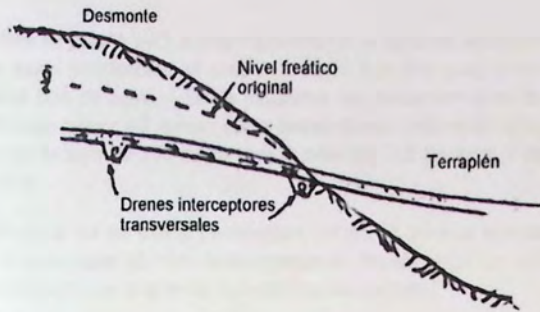


Figura 4.4 – Drenes interceptores transversales. [2]

#### 4.3.3 Sistemas de pozos

Los pozos verticales se utilizan para controlar el caudal de agua dentro del terreno y aliviar las presiones de poros en taludes en cuya estabilidad se encuentre seriamente comprometida. En este caso deben ser bombeados para abatir el nivel freático durante la construcción o simplemente permitir el flujo para aliviar presiones. A veces es posible generar un sistema colector que permite su drenaje libre hacia lugares más bajos.

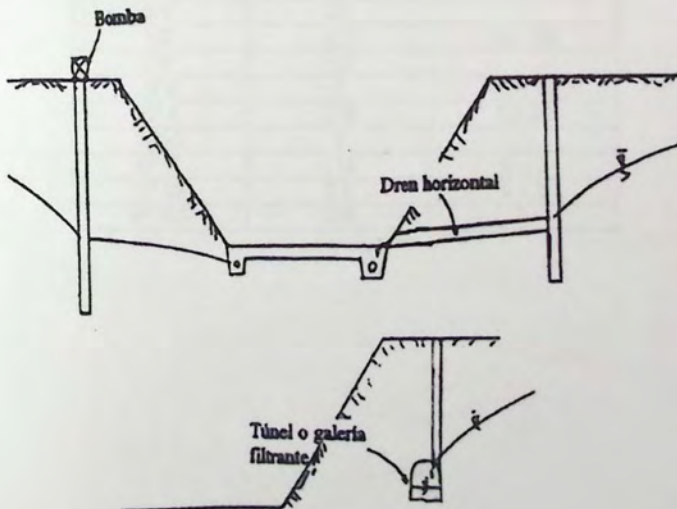


Figura 4.5 – Sistema de pozos. [2]

#### 4.3.4 Bases permeables

Una base permeable se diseña para mover rápidamente el agua de infiltración de la superficie de la estructura. Las bases permeables no poseen material fino (0% pasa tamiz 0.08 mm, o N°200), para permitir el fácil flujo de agua. A fin de satisfacer las necesidades de drenaje excelentes (es decir tiempo de drenaje menor a 2 horas), estas bases típicamente están obligadas a tener valores de permeabilidad en exceso de 300 m/día (1,000 pies/día) o 0.35 cm/s y espesores mínimos de 100 mm (4 pulgadas).

La capacidad estructural de las bases permeables, es por lo general equivalente a la capacidad estructural de un espesor igual de base densa graduada. Sin embargo con el fin de cumplir con los requisitos hidráulicos las bases drenantes son difíciles de constituir.

Al igual que para la obtención del coeficiente de drenaje, el Manual de Carreteras propone características distintas para determinar una base como permeable o drenante, esta debe poseer a lo más un 3% de material fino y coeficiente de permeabilidad mayor o igual a 0.01 cm/s (86.4 m/día – 283.5 pies/día). Para todos los casos el coeficiente de drenaje para una base drenante podrá estar entre 1.40 a 1.35. Lo que se contrapone directamente con AASHTO.

Tabla 4.1 – Condiciones que debe cumplir una base drenante según AASHTO 93. [2]

Tamiz		% que pasa
ASTM	mm	
1.5"	40	100
1"	25	95-100
3/4"	20	
1/2"	12.5	60 – 80
3/8"	10	
N°4	5	40 – 55
N° 8	2.36	5 – 25
N°10	2	
N°16	1.18	0 – 8
N° 50	0.3	0 – 3
N° 200	0.08	0

#### 4.4 Consideraciones de drenaje

La calidad de drenaje se define en AASHTO basado en el principio de tiempo a drenar (*Time-to-Drain*). Tiempo a drenar es el tiempo requerido después de cualquier evento de lluvia significativa para un sistema de pavimento, en drenar desde un estado saturado a un nivel de saturación específico (50% de nivel de drenaje AASHTO 93). Este concepto también se puede aplicar (al menos cualitativamente) a otros eventos de humedad significativa que puedan saturar el pavimento (como inundaciones, derretimiento de nieves o ascenso capilar). Las definiciones de pobre a excelente se muestran en la siguiente tabla:

Tabla 4.2 – Definiciones AASHTO para el drenaje del pavimento. [1]

Definiciones AASHTO para el drenaje del pavimento	
Calidad del drenaje	50% de saturación en
Excelente	2 Horas
Bueno	1 Día
Regular	1 Semana
Pobre	1 Mes
Muy Pobre	No Drena

El enfoque de tiempo de drenaje asume el flujo de agua en la sección de pavimento hasta que se satura, luego el exceso de precipitación no entrará en la sección de pavimento, el agua simplemente se quedará fuera de la superficie de pavimento. Después del evento de lluvia empezará a drenar mediante las capas permeables. El tiempo de drenaje del 50% del agua será utilizado como factor de consideración para todos los cálculos, a pesar que en todos los casos, la meta es eliminar toda el agua lo más rápido posible. [1]

#### 4.5 Coeficientes de drenaje

AASHTO proporciona una guía para el diseño de sistemas de drenaje subterráneo y modificaciones en el procedimiento de diseño de pavimentos flexibles y rígidos para aprovechar las mejoras en el rendimiento debido a un buen drenaje. Para pavimentos flexibles, los beneficios de drenaje se incorporan en el número estructural a través de coeficientes empíricos de drenaje ( $m_i$ ).

$$SN = a_1 D_1 + a_2 * D_2 * m_2 + a_3 * D_3 * m_3 \quad (\text{Ecuación 4.1})$$

Dónde:

- SN: Número estructural
- $a_1, a_2, a_3$ : Coeficientes estructurales de las diversas capas.
- $D_1, D_2, D_3$ : Espesores de cada capa.
- $m_2, m_3$ : Coeficientes de drenaje de las capas no tratadas.

Dado que  $m_2$  y  $m_3$  son los coeficientes de drenaje para las capas de base y subbase respectivamente, la guía AASHTO resume los valores recomendados para cada uno como funciones de descripciones cualitativas de la calidad de drenaje y las condiciones climáticas.

Para determinar la calidad del drenaje (Tabla 4.2) es necesario primero calcular el tiempo de drenaje, para esto es necesario satisfacer la ecuación 4.2 [1]

$$t = T * m * 24 \quad (\text{Ecuación 4.2})$$

Dónde:

- t: Tiempo de drenaje en horas.
- T: Factor de tiempo.
- m: Factor "m".

Donde "m" se determina según la ecuación 4.3 [1]

$$m = \frac{N_0 * L_R^2}{K * H} = \frac{N_0 * L_R^2}{\Psi} \quad (\text{Ecuación 4.3})$$

Dónde:

- $N_0$ : Porosidad efectiva de la capa.
- K: Permeabilidad de la capa en metros día.
- H: Espesor de la capa en metros.
- $\Psi$ : Transmitancia de la capa ( $m^2/\text{día}$ ).
- $L_R$ : Longitud resultante en metros.

Los factores intrínsecos que representan las capacidades de drenaje, están representados por la porosidad efectiva ( $N_0$ ) y el coeficiente de permeabilidad (K), o si el espesor de la capa (H) es conocido están representadas principalmente por la transitividad de la capa. La porosidad efectiva es una medida de la cantidad de agua que puede ser drenada del material.

El factor de tiempo (T) se basa en la geometría de la capa de drenaje. Esta incluye el espesor de la capa (H), la pendiente resultante ( $S_R$ ) y la longitud resultante ( $L_R$ ), que es la longitud que debe viajar el agua dentro de la capa dada y el porcentaje de drenado (U), es decir el 50%.

$S_R$  y  $L_R$  se basan en la longitud verdadera de drenaje y se determina mediante la búsqueda de la resultante de las pistas de pavimento transversales ( $S_x$  y S, respectivamente) y las longitudinales ( $L_x$  y L, respectivamente). La longitud resultante se mide desde el punto más alto de la sección transversal del pavimento hasta el punto donde se produce el drenaje.

El factor de Pendiente ( $S_1$ ), necesario para determinar T es posible obtener por medio de la ecuación 4.4 [1]

$$S_1 = \frac{L_R * S_R}{H} \quad (\text{Ecuación 4.4})$$

Dónde:

$$S_R = \sqrt{S^2 + S_x^2} \quad (\text{Ecuación 4.5})$$

$$L_R = W * \sqrt{\left(\frac{S}{S_x}\right)^2 + 1} \quad (\text{Ecuación 4.6})$$

- W: Ancho de la capa (m).
- H: espesor de la capa (m).

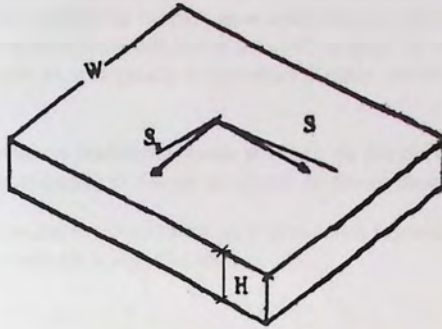


Figura 4.6 – Geometría de la capa de drenaje. [2]

Un gráfico de un diseño simplificado para un grado (es decir una dirección de drenaje) se proporciona para la determinación de un tiempo de drenaje  $T_{50}$  (factor de tiempo de 50%), ésta gráfica es adecuada para la mayoría de los diseños. Se introduce a continuación, con  $S_1$  para determinar el resultante  $T_{50}$ . (Para gráficos ampliados que cubran grados adicionales de drenaje y porcentaje deseado es posible observarlos en FHWA (*Federal Highway Administration*), 1992).

### Slope Factor ( $S_1$ )

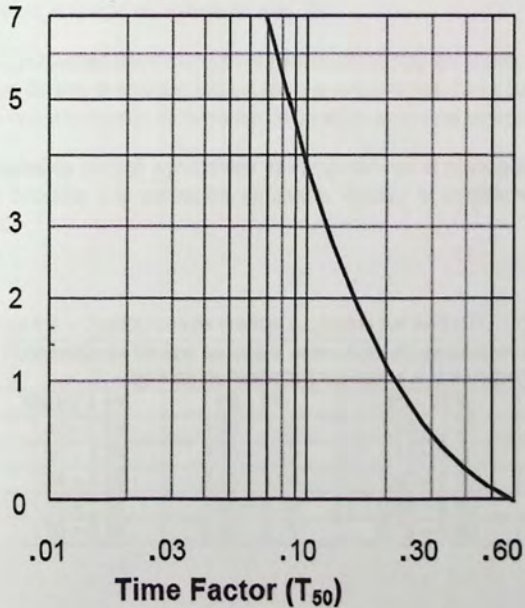


Figura 4.7 – Relación entre factor de pendiente y factor de tiempo. [2]

De acuerdo con un análisis de sensibilidad en el tiempo a drenar realizado en FHWA, 1999, el tiempo de drenaje es más sensible los cambios en el coeficiente de permeabilidad y la pendiente resultante, disminuyendo exponencialmente con el aumento de estas. El tiempo a drenar aumenta linealmente con el aumento de la longitud y la porosidad efectiva, mientras que el espesor tiene muy poco efecto.

Obtenido el factor de tiempo es posible determinar el tiempo de drenaje de cada capa no ligada, luego se debe seleccionar la calidad de drenaje en función del tiempo de drenado (Tabla 4.2).

Para estimar el tiempo en que la estructura del pavimento estará expuesta a niveles de humedad próximos a la saturación mediante la siguiente relación: [1]

$$P = \frac{(S + R)}{365} * 100 \quad (\text{Ecuación 4.7})$$

Dónde:

- P: Porcentaje de tiempo en que el pavimento está próximo a la saturación.
- S: Días de deshielo de primavera.
- R: Días con lluvia.

Si el pavimento puede drenar hasta el 85% del grado de saturación en 24 horas o menos debe utilizarse los días de lluvia R. Si el tiempo de drenaje excede las 24 horas, debe usarse los días de lluvia R multiplicados por el tiempo de drenaje en días. [2]

En el cálculo de este porcentaje debe excluirse el periodo de tiempo en el cual el pavimento está congelado y el tiempo durante la estación seca, dado que una eventual lluvia durante este periodo solo incrementa un poco el contenido de humedad de un suelo seco y no provoca saturación.

Finalmente con la calidad de drenaje y porcentaje de tiempo en que el pavimento está expuesto a niveles de humedad próximos a la saturación, es posible escoger el coeficiente de drenaje (mi) sugerido por AASHTO:

Tabla 4.3 – Coeficientes de drenaje sugeridos por AASHTO. [1]

Calidad del Drenaje	Porcentaje de tiempo en que la estructura de pavimentos está expuesta a niveles de humedad cercanos a la saturación			
	Menor a 1%	1% - 5%	5% - 25%	Mayor a 25%
Excelente	1.40 - 1.35	1.35 - 1.30	1.30 - 1.20	1.20
Buena	1.35 - 1.25	1.25 - 1.15	1.15 - 1.00	1.00
Regular	1.25 - 1.15	1.15 - 1.05	1.00 - 0.80	0.80
Pobre	1.15 - 1.05	1.05 - 0.80	0.80 - 0.60	0.60
Deficiente	1.05 - 0.95	0.95 - 0.75	0.75 - 0.40	0.40

En contraparte el Manual de Carreteras, indica un procedimiento para determinar el coeficiente de drenaje basado en el tiempo que demora una base o subbase saturada (Tabla 3.1), en evacuar el 50% del agua, denominada "calidad del drenaje". Y las características predominantes en la zona como la distribución y frecuencia de las precipitaciones que caracterizan la zona, porcentaje de material fino presente en la base y tipo de subrasante expresado en la siguiente tabla:

Tabla 4.4 – Coeficientes de drenaje sugeridos por Manual de Carreteras. [14]

Región	Precipitación	Base: Finos Hasta 10%		Base: Mayor a 10% Finos		Base Permeable
		Subrasante Granular	Subrasante de suelo Fino	Subrasante Granular	Subrasante de Suelo Fino	
IV	≤ 100 mm	1.35 – 1.25	1.35 – 1.25	1.25 – 1.15	1.05	1.40 – 1.35
	> 100 mm	1.35 – 1.25	1.35 – 1.25	1.15 – 1.00	1.05 – 0.80	1.40 – 1.35
V a VI	≤ 150 mm	1.35 – 1.25	1.35 – 1.25	1.15 – 1.00	1.00	1.40 – 1.35
	> 150 mm	1.35 – 1.25	1.25 – 1.15	1.00	1.00 – 0.80	1.40 – 1.35
VII a IX	≤ 350 mm	1.35 – 1.25	1.35 – 1.25	1.00	0.80	1.40 – 1.35
	> 350 mm	1.25 – 1.15	1.25 – 1.15	1.00 – 0.80	0.80	1.40 – 1.35
X	≤ 1,500 mm	1.25 – 1.15	1.15	1.00 – 0.80	0.80 – 0.60	1.40 – 1.35
	> 1,500 mm	1.15 – 1.00	1.15 – 1.00	0.80	0.60	1.35 – 1.30
XI y XII	≤ 500 mm	1.35 – 1.25	1.25 – 1.15	1.00	1.00 – 0.80	1.40 – 1.35
	> 500 mm	1.25 – 1.15	1.15	0.80	0.80	1.40 – 1.35

**Subrasante granular:** subrasante que posee como máximo un 35% que pasa por tamiz N° 200 (0.08 mm)

**Subrasante de suelo fino:** subrasante que posee más de un 35% que pasa malla N° 200 (0.08 mm)

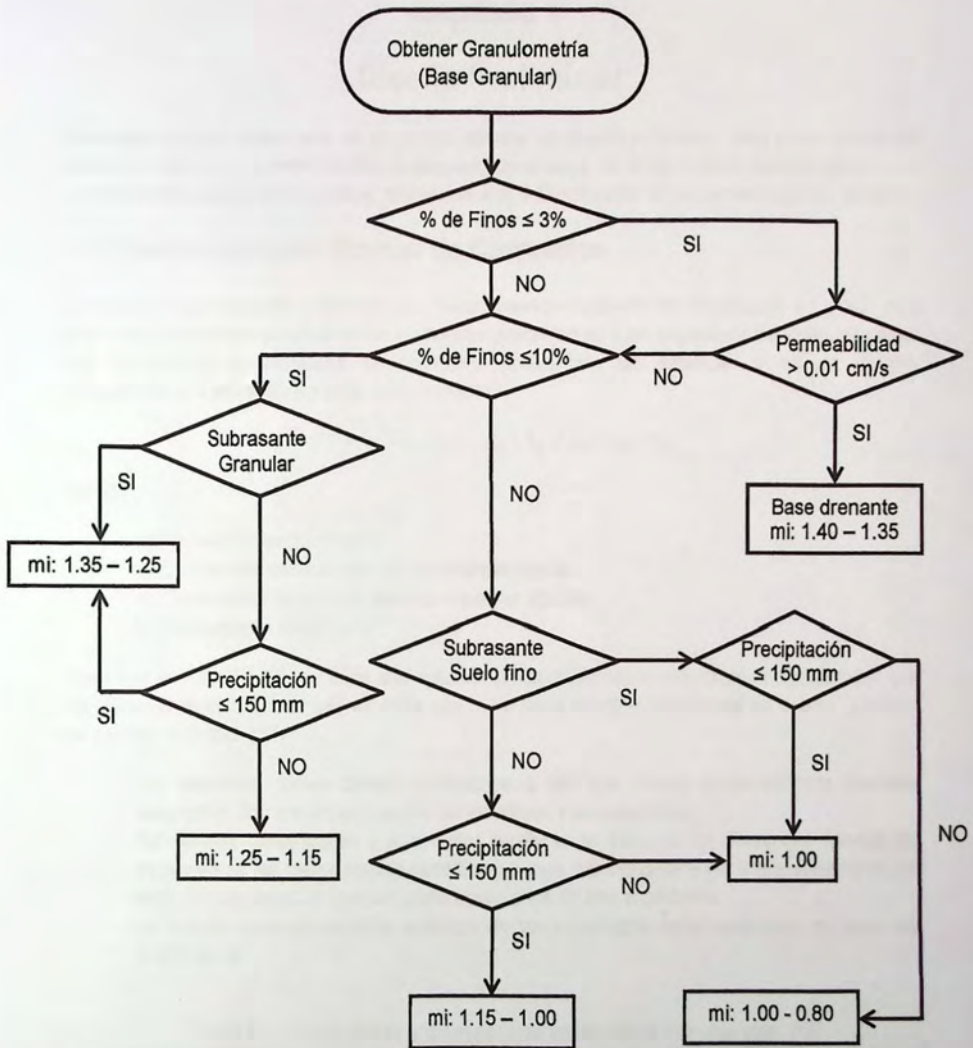


Figura 4.8 – Determinación coeficientes de drenaje (V región) mediante Manual de Carreteras. (Elaboración propia)

## Capítulo V

### Diseño Preliminar

Obtenido el número estructural, es necesario generar un diseño preliminar, para poder indicar los pasos de cálculo, y consideraciones realizadas, para luego en base a este capítulo generar un proceso iterativo de diseño que lleve, finalmente a la determinación de las sensibilidades del diseño.

#### 5.1 Diseño mediante Manual de Carreteras.

La ecuación que relaciona el número estructural obtenido mediante las ecuaciones 3.1 y 3.2, para todos los parámetros indicados en los numerales precedentes y los espesores de todas las capas que compondrán la estructura del pavimento, incluyendo las asfálticas y las no ligadas, corresponde a la ecuación 4.1 vista anteriormente:

$$NE = a_1 * h_1 + a_2 * m_2 * h_2 + a_3 * m_3 * h_3$$

Dónde:

- NE: Número estructural (mm).
- a<sub>i</sub>: Coeficientes estructurales de las diversas capas.
- m<sub>i</sub>: Coeficientes de drenaje para las capas no ligadas.
- h<sub>i</sub>: Espesores de capa (mm).

Dado que la ecuación 4.1, no tiene una solución única, pues existen muchas combinaciones que satisfacen el número estructural, se debe tener una serie de consideraciones en cuenta al definir los espesores finales. [14]

- Los espesores tienen ciertas limitaciones a las que deben ajustarse para hacerlos compatibles con los requerimientos constructivos y de estabilidad.
- Por razones constructivas y para evitar proliferación excesiva de diferentes diseños los espesores de las capas ligadas (asfálticas) deben redondearse a los 5 mm superiores, en tanto que las capas no ligadas (granulares), a los 10 mm superiores.
- La relación entre los módulos elásticos de las capas granulares sucesivas no debe ser mayor que 4.

Tabla 5.1 – Limitaciones a los espesores de las capas estructurales. [14]

Capa <sub>(i)</sub>	Espesor mínimo (mm)
Cada capa asfáltica individual	50 <sub>(2)</sub>
Capa granular no tratada	150

1.- Las capas de rodadura de mezclas especiales (drenantes, microaglomerado y SMA), no tendrán restricción de espesor mínimo.

2.- Para las capas con mezclas convencionales, dependiendo del clima y condiciones de la zona, el espesor podrá ser 10 mm menor indicado en la tabla.

El número estructural mínimo ( $NE_A$ ) que se debe colocar sobre la base, que debe asignarse a las capas asfálticas de la estructura se calcula según un procedimiento de dos etapas: Primero se debe determinar la temperatura media anual ponderada del aire (TMAPA) en la localidad donde se localiza la obra; luego mediante los gráficos que se incluyen (Anexo A), parametrizados para diferentes TMAPA, las solicitaciones previstas (EE), y el módulo resiliente de la subrasante ( $M_R$ ), se determina el número estructural mínimo ( $NE_A$ ).

La temperatura media anual ponderada del aire (TMAPA), se calcula a partir de las temperaturas medias mensuales del aire (TMMA) de la zona donde se emplaza el camino. Luego se prepara una tabla, en la que para la TMMA de cada uno de los meses del año, se determina el factor de ponderación ( $W_i$ ), mediante la ecuación:

$$TMMA (^{\circ}C) = 20.348 + 17.5683 * \log W_i \quad (\text{Ecuación 5.1})$$

Por último, la temperatura media anual ponderada del aire (TMAPA) se determina calculando el factor de ponderación promedio del año ( $W_{i \text{ promedio}}$ ), que se introduce en la misma ecuación 5.1 pero a la inversa, el resultado es la TMAPA.

Luego el número estructural que debe asignarse a las capas asfálticas que conformarán la estructura se determina con los gráficos incluidos en el Anexo A, que corresponden a TMAPA de 6°C, 12°C y 19°C respectivamente. El procedimiento general es el siguiente:

- Determinar las solicitaciones, expresadas en ejes equivalentes (EE), calculadas para la vida de diseño. Los gráficos han sido confeccionados para un nivel de confianza de 50%, es decir un factor de confiabilidad ( $F_R$ ) = 1, por lo tanto, para niveles de confianza diferentes de 50%, debe calcularse el correspondiente FR (ecuación 3.3). En los gráficos se debe entrar con la cantidad de EE que resulta de multiplicar los EE de diseño por el factor  $F_R$  calculado.
- Con los datos descritos, se elige el gráfico correspondiente a la TMAPA de la localidad donde se encuentra el proyecto.
- A los gráficos se entra por la abscisa con los EE dispuestos ( $EE_{\text{diseño}} * F_R$ ), subiendo verticalmente hasta encontrar la curva correspondiente al  $M_R$  de la subrasante. Saliendo horizontalmente hacia la izquierda, se determina el número estructural que debe tener la totalidad de las capas asfálticas ( $NE_A$ ).

En casos que la TMAPA de una localidad no coincida con ninguna de las señaladas en el anexo A; se deben calcular los  $NE_A$  para las dos TMAPA más cercanas e interpolar linealmente para encontrar el valor buscado. De la misma manera es posible interpolar dentro del gráfico para valores de módulo resiliente ( $M_R$ ) y ejes equivalentes (EE) diferentes de los que figuran.

Las capas asfálticas deben estructurarse de manera tal que cumplan con la siguiente relación:

$$NE_A(mm) = \sum a_i * h_i \quad (\text{Ecuación 5.2})$$

Dónde:

- $a_i$ : coeficiente estructural de la capa  $i$ .
- $h_i$ : espesor (mm) de la capa asfáltica de orden  $i$ .

Segundo: la fracción del número estructural que debe destinar a las capas no ligadas (bases y subbases) será la diferencia entre el número estructural total y la fracción destinada a las capas asfálticas. Capas que deben estructurarse de modo que cumplan con la siguiente relación:

$$[NE_t - NE_A](mm) = a_2 * m_2 * h_2 + a_3 * m_3 * h_3 \quad (\text{Ecuación 5.3})$$

Dónde:

- $a_2$ : coeficiente estructural de la base granular.
- $h_2$ : espesor (mm) de la base granular.
- $m_2$ : coeficiente de drenaje de la base granular.
- $a_3$ : coeficiente estructural de la subbase granular.
- $h_3$ : espesor (mm) de la subbase granular.
- $m_3$ : coeficiente de drenaje de la subbase granular.

Nota: los espesores de las capas ligadas (asfálticas) deben redondearse a los 5 mm superiores, en tanto que los de las capas no ligadas (base y subbase granular) a los 10 mm.

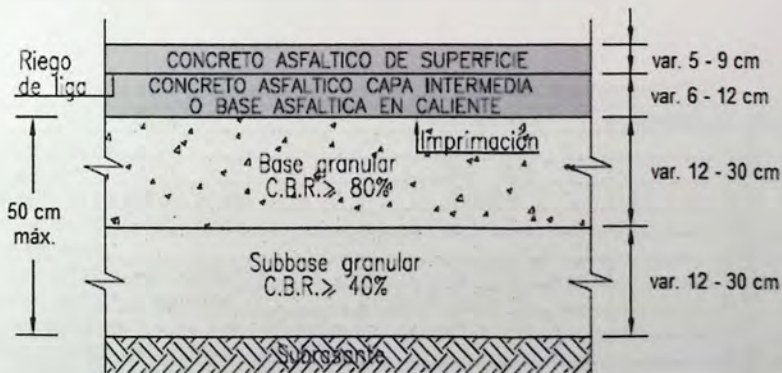


Figura 5.1 – Perfil tipo pavimento flexible. [15]

## 5.1.1 Estructuración de las capas

### 5.1.1.1 Coeficientes estructurales

La versión 1993 del método AASHTO enfatiza la conveniencia de asignar el coeficiente estructural adecuado a cada capa de pavimento, considerando las propiedades reales de los materiales que las constituyen. El coeficiente estructural depende directamente del módulo elástico del material que compone la capa, por lo que la mejor manera de obtenerlo es a través de esa propiedad. [14]

Los ensayos para determinar el módulo elástico requieren equipos especiales, por lo que normalmente se prefiere determinar el coeficiente estructural por procedimientos indirectos. Las siguientes ecuaciones son algunas relaciones empíricas que permiten estimar el coeficiente estructural para las diferentes capas del pavimento: [14]

$$a_1 = 0.078 * EM^{0.441} \quad (\text{Ecuación 5.4})$$

$$a_2 = 0.032 * CBR^{0.32} \quad (\text{Ecuación 5.5})$$

$$a_3 = 0.058 * CBR^{0.19} \quad (\text{Ecuación 5.6})$$

Dónde:

- $a_1$ : Coeficiente estructural de la capa asfáltica.
- $a_2$ : Coeficiente estructural de la capa de base granular.
- $a_3$ : Coeficiente estructural de la capa de subbase granular.
- EM: Estabilidad Marshall (N).
- CBR: Capacidad de soporte del material que conforma la capa.

Para condiciones normales de diseño, con las especificaciones de construcción habituales se recomienda usar los coeficientes estructurales que se indican en la tabla 5.2.

Tabla 5.2 – Coeficientes estructurales para las capas de pavimento. [14]

Capa	Características	Coeficiente estructural
Subbase granular	CBR = 40%	0.12
Base granular	CBR = 80%	0.13
Base asfáltica graduación gruesa	6,000 N	0.33
Base asfáltica graduación abierta		0.28
Grava-emulsión		0.30
Concreto asfáltico, capa intermedia	8,000 N	0.41
Concreto asfáltico de superficie	9,000 N	0.43
Mezclas drenantes		0.32
Microaglomerado discontinuo en caliente		0.40
Mezcla SMA ( <i>Stone Mastic Asphalt</i> )		0.43

### 5.1.1.2 Coeficientes de drenaje

Siguiendo el procedimiento descrito en la figura 4.8, capítulo IV es posible determinar para un porcentaje de material fino de la base igual a 8% (tabla 3.9), subrasante de suelo fino (% de material fino bajo malla N°200 mayor a 35%, capítulo 3.1.4.1), para un valor de precipitaciones características mayor a 150 mm (Villa Alemana = 318.5 mm). Un coeficiente de drenaje para la base granular  $m_i$ : **1.17**.

Cabe recordar que el diseño no contempla subbase granular, por lo que el coeficiente de drenaje de la subbase no es considerado.

### 5.1.1.3 Espesores de las capas

Para resolver la ecuación 4.1, es necesario primero obtener el  $NE_A$ , esto por el procedimiento descrito en el numeral 5.1.

Lo primero es determinar la TMAPA, a través de las TMMA y la ecuación 5.1 es posible confeccionar la tabla 5.3. Luego a través de la misma ecuación 5.1 pero a la inversa es posible obtener la TMAPA con el valor promedio  $W_i$ , resultando una TMAPA = 14.267 °C.

Tabla 5.3 – Cálculo de la temperatura media anual ponderada del aire. (Elaboración propia)

Mes	TMMA °C <sub>1</sub>	W <sub>i</sub>
Enero	17.0	0.64480
Febrero	16.8	0.62812
Marzo	15.6	0.53671
Abril	14.2	0.44674
Mayo	13.3	0.39703
Junio	12.0	0.33483
Julio	11.4	0.30951
Agosto	11.7	0.32192
Septiembre	12.1	0.33925
Octubre	13.2	0.39186
Noviembre	14.7	0.47699
Diciembre	16.2	0.58062
	<b>Total</b>	<b>5.40837</b>
	<b>Promedio</b>	<b>0.45070</b>

1.- Valparaíso – Punta Ángeles.

Los ejes equivalentes de entrada a los gráficos resultarán al multiplicar los ejes equivalentes de diseño (16 millones) por el factor de confianza respectivo (FR = 2.173, ecuación 3.3), con un valor final de 34.768 millones.

Dado que los gráficos están confeccionados para temperaturas de 6°C, 14°C y 19°C, será necesario interpolar linealmente entre las diferentes gráficas (Anexo A) para las temperaturas de 14°C y 19°C, entre las lecturas de módulo resiliente (80 MPa y 60 MPa) y al igual con los valores de entrada de los ejes equivalentes (30 millones y 40 millones de EE).

Tabla 5.4 – Determinación del  $NE_A$ . (Elaboración propia)

30 millones de EE			
14°C		19°C	
$M_R$	$NE_A$	$M_R$	$NE_A$
80.00 MPa	61.0	80.00 MPa	66.0
76.83 MPa	61.6	76.83 MPa	67.1
60.00 MPa	65.0	60.00 MPa	73.0
40 millones de EE			
14°C		19°C	
$M_R$	$NE_A$	$M_R$	$NE_A$
80.00 MPa	66.0	80.00 MPa	73.0
76.83 MPa	66.6	76.83 MPa	73.8
60.00 MPa	70.0	60.00 MPa	78.0

Interpolando linealmente entre los distintos valores de EE, TMAPA y  $M_R$ , es posible llegar finalmente a un  $NE_A = 64.35$  mm, luego con las ecuaciones 5.2 y 5.3 es posible estructurar las diferentes capas que componen el pavimento asfáltico, resultando:

Tabla 5.5 – Determinación de espesores finales. (Elaboración propia)

Capa	$a_i$	$m_i$	$h_i$ (mm)
Concreto asfáltico de superficie	0.43 <sub>(1)</sub>	1.00 <sub>(2)</sub>	55
Concreto asfáltico, capa intermedia	0.41 <sub>(1)</sub>	1.00 <sub>(2)</sub>	100
Base granular	0.13 <sub>(1)</sub>	1.17 <sub>(3)</sub>	250
Subbase granular	No contempla		

1.- Según tabla 5.2

2.- Coeficiente de drenaje de capas asfálticas se considera para todos los casos  $m_i = 1.0$

3.- Determinado en 5.1.1.2

A través de las ecuaciones 4.1, 5.2 y 5.3 pero con los espesores finales de diseño es posible comparar los números estructurales dispuestos en relación con los números estructurales mínimos a colocar sobre cada capa:

Tabla 5.6 – Verificación de números estructurales mínimos a colocar. (Elaboración propia)

NE	Necesario	Dispuesto
$NE_A$	64.35 mm	64.65 mm
$(NE_T - NE_A)$	37.65 mm	38.03 mm
$NE_T$	102.00 mm	102.70 mm

Finalmente el diseño cumple con los parámetros mínimos establecidos.

## 5.2 Diseño mediante AASHTO

La ecuación que relaciona el número estructural de diseño (SN), con los espesores de las capas es la ecuación 4.1 del Capítulo IV, esta relación es la misma que para el diseño mediante Manual de Carreteras pero en longitud de pulgadas.

$$SN = a_1 * D_1 + a_2 * D_2 * m_2 + a_3 * D_3 * m_3$$

Dónde:

- SN: Número estructural (pulgadas).
- ai: Coeficientes estructurales o de capa.
- Di: Espesores (pulgadas) de las distintas capas.
- mi: Coeficientes de drenaje de las capas granulares.

Dado que esta ecuación no tiene una solución única (al igual que por método MC), existe prácticamente un infinito de combinaciones de espesores que la pueden satisfacer, no obstante AASHTO presenta normativas a dar espesores de capa que puedan ser construidas y protegidas de deformaciones permanentes por las capas superiores más resistentes. A este método se le denomina "Diseño con Verificación por Capas".

Esta metodología se basa en el concepto de que las capas granulares no tratadas deben estar protegidas de tensiones verticales excesivas que les producen deformaciones permanentes. El proceso está indicado en la figura 5.2

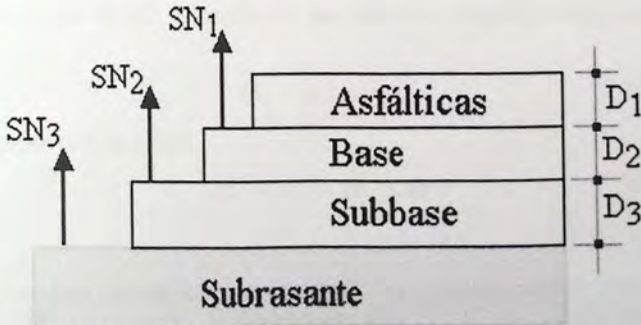


Figura 5.2 – Número estructural en función de las capas de pavimento. [6]

Los espesores de diseño, son colocados en función del número estructural de la capa inferior que debe ser protegido, el cual a su vez es función de los módulos elásticos de las capas a proteger. El procedimiento es el siguiente:

Determinar el número estructural necesario a colocar sobre la capa mediante la ecuación 3.6, reemplazando en modulo elástico de la subrasante por el de la capa inferior a proteger. Luego se determina el espesor de la capa asfáltica mediante la ecuación:

$$D_1 \geq \frac{SN_1}{a_1} \quad (\text{Ecuación 5.7})$$

Luego en función del espesor obtenido y el valor mínimo requerido, se obtiene el valor  $D_1^*$  final el cual debe cumplir con la ecuación:

$$SN_1^* = a_1 * D_1^* \geq SN_1 \quad (\text{Ecuación 5.8})$$

Para obtener el espesor de la base granular es necesario determinar la siguiente ecuación:

$$D_2 \geq \frac{SN_2 - SN_1^*}{a_1 * m_2} \quad (\text{Ecuación 5.9})$$

Se determina el valor  $D_2^*$ , en función del valor obtenido y espesor mínimo para base de modo que se cumpla:

$$SN_2^* = a_2 * m_2 * D_2^* \quad (\text{Ecuación 5.10})$$

Finalmente se determina el espesor de la capa de subbase mediante la ecuación:

$$D_3 \geq \frac{SN_3 - (SN_1^* + SN_2^*)}{a_3 * m_3} \quad (\text{Ecuación 5.11})$$

Se determina el valor de  $D_3^*$ , en función del valor obtenido y espesor mínimo de la capa y se determina:

$$SN_3^* = a_3 * m_3 * D_3^* \quad (\text{Ecuación 5.12})$$

Como verificación se debe cumplir:

$$SN_1^* + SN_2^* + SN_3^* \geq SN \quad (\text{Ecuación 5.13})$$

Tabla 5.7 – Espesores mínimos sugeridos por AASHTO para concreto asfáltico y base granular. [1]

EE	Concreto asfáltico	Base granular
Menos de 50,000	1.0 o T.S. <sub>1</sub>	4.0
50,000 – 150,000	2.0	4.0
150,000 – 500,000	2.5	4.0
500,000 – 2,000,000	3.0	6.0
2,000,000 – 7,000,000	3.5	6.0
Mayor a 7,000,000	4.0	6.0

1.- T.S.: tratamiento superficial

## 5.2.1 Estructuración de las capas

### 5.2.1.1 Coeficientes estructurales

Los coeficientes estructurales dependen de el módulo elástico del material, existen al igual que en el método del Manual de Carreteras, funciones que permiten determinar el coeficiente estructural según tipo de capa. Las relaciones utilizadas en el método AASHTO son las siguientes:

$$a_1 = 0.40 * \log \frac{E_{CA}}{435000} + 0.44 \quad (\text{Ecuación 5.14})$$

Dónde:

- $a_1$ : coeficiente estructural de la capa de asfalto ( $0.20 \leq a_1 \leq 0.44$ ).
- $E_{CA}$ : módulo elástico de la capa de asfalto (psi).

$$a_2 = 0.25 * \log \frac{E_B}{23000} + 0.11 \quad (\text{Ecuación 5.15})$$

Dónde:

- $a_2$ : coeficiente estructural de la capa de base ( $0.06 \leq a_1 \leq 0.20$ ).
- $E_B$ : módulo elástico de la capa de base (psi).

$$a_3 = 0.23 * \log \frac{E_{SB}}{23000} + 0.15 \quad (\text{Ecuación 5.16})$$

Dónde:

- $a_3$ : coeficiente estructural de la capa de subbase ( $0.06 \leq a_1 \leq 0.20$ ).
- $E_{SB}$ : módulo elástico de la capa de subbase (psi).

Reemplazando las ecuaciones 5.14, 5.15 y 5.16 con los módulos elásticos correspondientes es posible determinar:

Tabla 5.8 – Coeficientes estructurales de las capas de pavimento. (Elaboración propia)

Capa	Módulo elástico (psi)	Coficiente estructural, $a_i$
Concreto asfáltico	43,5000 <sup>(1)</sup>	0.440
Base granular	32,000 <sup>(2)</sup>	0.139
Subbase granular	16,000 <sup>(3)</sup>	0.114

- 1.- Valor característico para concreto asfáltico.
- 2.- Valor característico para base CBR = 100%.
- 3.- Valor característico para subbase CBR = 40%.

### 5.2.1.2 Coeficientes de drenaje

Los coeficientes de drenaje se determinan siguiendo el procedimiento descrito en el punto 4.5 Coeficientes de drenaje.

Para determinar el valor de este coeficiente se debe determinar el tiempo a drenar (tabla 4.2), para esto es necesario generar un dimensionamiento preliminar, para luego en función de los resultados, tomar las medidas correctivas y verificar nuevamente por un método iterativo.

Para las dimensiones preliminares se tomará en cuenta un perfil tipo (figura 5.6), considerando una calzada de 3.5 m por sentido de tránsito, un berma de 1.0 m y un sobre ancho de pista de 0.5 m, completando un ancho total de plataforma de 10 m (considerando calzadas unidireccionales, para un camino regional principal, una velocidad de proyecto de 80 km/h y sin considerar mediana [15]) la longitud que determina el tiempo de drenaje está dada por la distancia que debe recorrer la partícula de agua desde que entra a la plataforma hasta que la abandona, en condiciones más desfavorables esta partícula ingresará en la parte más alta de la calzada y recorrerá hasta el borde para luego evacuar.

Las dimensiones iniciales serán entonces: un espesor inicial de 20 cm ( $H = 0.2$ ) con una pendiente longitudinal de 2% ( $S = 0.02$ ), un bombeo transversal del 5% ( $S_x = 0.05$ ) y un ancho de superficie drenante de 5 metros ( $W = 5$ ). Los largos adicionales producidos por el derrame del material no serán considerados inicialmente.

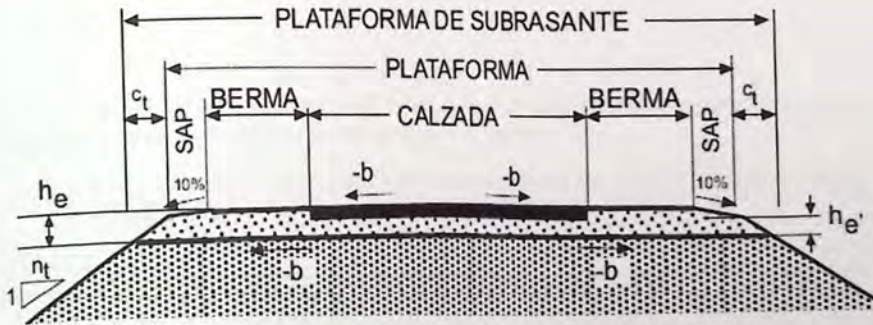


Figura 5.3 – Perfil tipo de pavimento. [15]

Reemplazando las ecuaciones 4.5 y 4.6 es posible obtener la longitud resultante  $L_R = 5.385$  m, y la pendiente resultante  $S_R = 0.054$ ; además con estos valores mediante la ecuación 4.4 es posible obtener un factor de pendiente ( $S_t$ ) igual a 1.45.

Con el gráfico de la figura 4.7 es posible determinar el factor de tiempo  $T = 0.179$  y además con los valores anteriores ( $H$ ,  $L_R$  y  $K$ ) con la ecuación 4.3 es posible calcular el factor  $m = 2.1$ .

Finalmente con los factores que intervienen en el tiempo de drenaje es posible determinar un tiempo final de evacuación para el 50% de saturación en  $t = 9.029$  hr.

Este tiempo es clasificado según AASHTO como bueno, aunque lejos de ser excelente. Como el coeficiente de drenaje depende además de la cantidad de tiempo en que la estructura se verá expuesta a niveles de humedad cercanos a la saturación, es necesario determinar los días lluvia de la zona (R) y días de deshielo característicos (S).

- R = 18 días <sup>(1)</sup>
- S = 0 días <sup>(2)</sup>

1.- Considerando un máximo de 18.6 mm diarios (fuente: dirección meteorológica de Chile, región de Valparaíso, [http://www.meteochile.gob.cl/inf\\_precipitacion.php](http://www.meteochile.gob.cl/inf_precipitacion.php)).

2.- La zona de estudio no posee nevazón durante el año.

Con estos valores y con la ecuación 4.7 es posible llegar a un 4.932% de tiempo próximo a saturar. Y finalmente un coeficiente de drenaje  $m_i$ : 1.15 (obtenido mediante la tabla 4.3).

### 5.2.1.3 Espesores de las capas

Para determinar los espesores de las diferentes capas mediante el método AASHTO, será prioritario calcular el número estructural de cada capa de pavimento. Para esto se consideraran, todos los parámetros antes calculados como:

- EE de diseño = 16 millones.
- $\Delta PSI = 2.2$
- $S_o: 0.5$
- $Z_R: 0.674$

Considerando los módulos elásticos de las capas de concreto asfáltico y base presentados en la Tabla 5.8, es posible encontrar el número estructural necesario.

Tabla 5.9 – Determinación de los números estructurales mínimos a colocar. (Elaboración propia)

A colocar sobre	Módulo elástico	NS
Base	32,000 psi	2.80
Subrasante	11,143.25 psi	4.02

Observación: el diseño no contempla material de subbase granular (capítulo 3.1.4.2).

A través de las ecuaciones 5.7 a 5.12 es posible determinar los espesores finales  $D_i$ :

Tabla 5.10 – Espesores finales mediante método AASHTO. (Elaboración propia)

	NS	$D_i$	$D_i^*$	NS*
Sobre la base	2.80	6.364	6.5	2.86
Sobre la subrasante	4.02	7.700	8.0	1.20
<b>TOTAL</b>				<b>4.06</b>

Comprobando conforme a las ecuaciones 5.8 y 5.13:

$$2.86 \geq 2.80$$

$$2.86 + 1.20 + 0 = 4.06 \geq 4.02$$

El diseño cumple los requisitos.

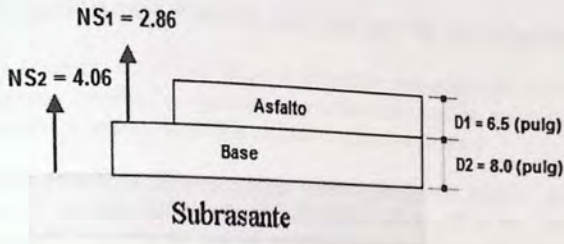


Figura 5.4 – Diseño final mediante AASHTO. (Elaboración propia)

**Observación:** al comenzar el diseño mediante el método AASHTO, se estimó una geometría preliminar, la cual dio como resultado un tiempo de drenaje de aproximadamente 9 horas, al evaluar la geometría final esta posee cambios muy pequeños que los contemplados inicialmente, por lo que no será necesario iterar el procedimiento de cálculo, ya que con el nuevo espesor y considerando además el largo adicional por el derrame del material, el tiempo de drenaje llega a un valor final de 9.75 horas que no cambia la condición de bueno.

Tabla 5.11 – Comparación de diseño AASHTO y Manual de Carreteras.  
(Elaboración propia)

Capa	Espesor (mm)	
	Método AASHTO	Manual de Carreteras
Concreto asfáltico <sub>(1)</sub>	165	155
Base granular	205	250
	Número estructural (mm)	
	Método AASHTO	Manual de Carreteras
Sobre la base <sub>(1)</sub>	72.6	64.7
Total	103.5	102.7
	EE Soportantes	
	Método AASHTO	Manual de Carreteras
Totales	17,100,000	16,600,000

1.- Se considera espesor final de todas las capas asfálticas.

## Capítulo VI

### Determinación de la Sensibilidad de Diseño

#### 6.1 Determinación por método del Manual de Carreteras

Considerando la ecuación 4.1 la cual relaciona el número estructural con los espesores de las capas del pavimento asfáltico, y siguiendo el procedimiento descrito en el punto 5.1 Diseño mediante Manual de Carreteras, es posible realizar los siguientes análisis:

- El número estructural necesario sobre la base ( $NE_A$ ), será igual al considerado en el numeral 5.1.1.3, dado que este número es determinado a partir de las TMAPA, EE y  $M_R$  de la subrasante, parámetros que se mantienen constantes durante todo el proceso de diseño.
- El número estructural destinado a las capas no ligadas, igualmente se conservará, dado que es la diferencia entre el número estructural de diseño (NE) menos el número estructural destinado a las capas asfálticas ( $NE_A$ ), los cuales no variarán.
- Los beneficios de drenaje, son incorporados a través de coeficientes empíricos de drenaje (tabla 4.4), relacionados a las características predominantes como: distribución y frecuencia de las precipitaciones que caracterizan la zona (318.5 mm, punto 5.1.1.2), tipo de subrasante (subrasante de suelo fino, punto 3.1.4.1) y porcentaje de material fino de la base.

A través de estas observaciones es posible concluir que la variación del espesor de la capa de base en función de las características drenantes, se verá reflejada en una modificación del coeficiente de drenaje, que a su vez es función directa del porcentaje de material fino de la misma. Por lo que para determinar su variación por el método descrito en el Manual de Carreteras, será necesario realizar un proceso iterativo de diseño donde el método estará en variar el porcentaje de material fino de la base granular.

A continuación se presenta un diagrama de flujo con el proceso a realizar para determinar dicha variación:

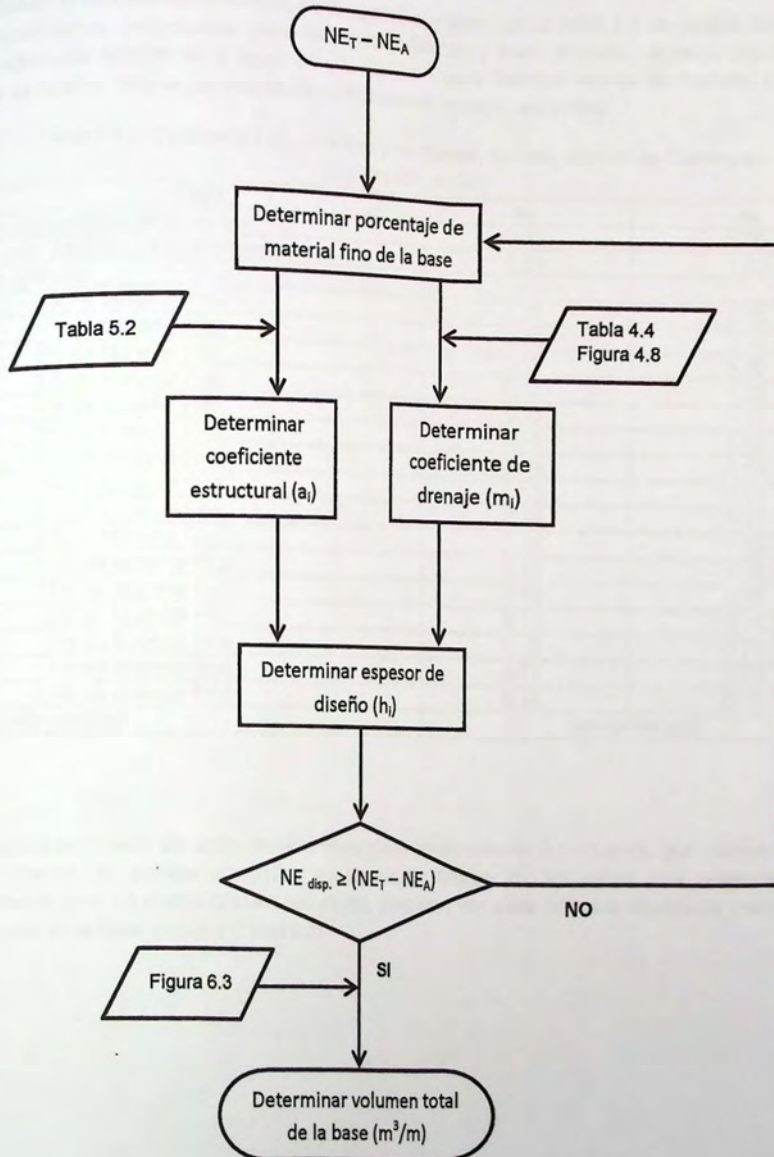


Figura 6.1 – Determinación de la variación del volumen de la base granular mediante método Manual de Carreteras. (Elaboración Propia)

Siguiendo el procedimiento descrito en la figura 6.1, y junto con la tabla 5.2 es posible determinar los coeficientes estructurales para las capas asfálticas y base granular, además siguiendo el procedimiento descrito en la figura 4.8 y la tabla 4.4, para distintos valores de material fino de la base es posible obtener los valores de coeficientes de drenaje respectivo:

Tabla 6.1 – Coeficientes estructurales y de drenaje, método Manual de Carreteras.  
(Elaboración propia)

Capa	$a_i$	$m_i$
Concreto asfáltico de superficie	0.43	1.00
Concreto asfáltico, capa intermedia	0.41	1.00
Base granular		
- 0% de Material Fino	0.13	1.40
- 1% de Material Fino	0.13	1.39
- 2% de Material Fino	0.13	1.39
- 3% de Material Fino	0.13	1.38
- 4% de Material Fino	0.13	1.21
- 5% de Material Fino	0.13	1.20
- 6% de Material Fino	0.13	1.19
- 7% de Material Fino	0.13	1.18
- 8% de Material Fino	0.13	1.17
- 9% de Material Fino	0.13	1.16
- 10% de Material Fino	0.13	1.15
- 11% de Material Fino	0.13	0.78
- 12% de Material Fino	0.13	0.76
- 13% de Material Fino	0.13	0.74
- 14% de Material Fino	0.13	0.72
- 15% de Material Fino	0.13	0.70
Subbase granular	No contempla	

Asimismo por medio del procedimiento presentado en el numeral 5.1 – Diseño por método Manual de Carreteras, es posible determinar los espesores finales de las capas que conformarán el pavimento para un mismo número estructural, pero esta vez para variados niveles de material fino presente en la base granular (Tabla 6.2).

Tabla 6.2 – Espesores de las capas de pavimento asfáltico, método Manual de Carreteras.  
(Elaboración propia)

Capa	Espesor de diseño (mm)	Espesor dispuesto (mm)
Concreto asfáltico de superficie	55	55
Concreto asfáltico, capa intermedia	100	100
Base granular		
- 0% de Material Fino	205.22	210
- 1% de Material Fino	205.96	210
- 2% de Material Fino	206.70	210
- 3% de Material Fino	207.44	210
- 4% de Material Fino	237.44	240
- 5% de Material Fino	239.42	240
- 6% de Material Fino	241.44	250
- 7% de Material Fino	243.48	250
- 8% de Material Fino	245.56	250
- 9% de Material Fino	247.68	250
- 10% de Material Fino	249.83	250
- 11% de Material Fino	368.34	370 <sup>(1)</sup>
- 12% de Material Fino	378.04	380 <sup>(1)</sup>
- 13% de Material Fino	388.25	390 <sup>(1)</sup>
- 14% de Material Fino	399.04	400 <sup>(1)</sup>
- 15% de Material Fino	410.44	420 <sup>(1)</sup>
Subbase granular	No contempla	

1.- Recomendable uso de subbase, espesor final mayor a 300 mm.

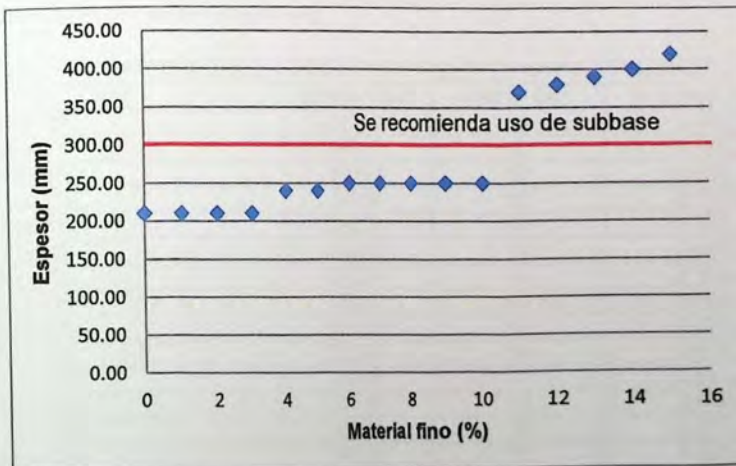


Figura 6.2 – Variación de los espesores de la base granular en función de la cantidad de material fino.  
(Elaboración propia)

Considerando el perfil tipo de la figura 6.3, con un calzada de 7 metros de ancho (3.5 por sentido de dirección), una berma de 1.0 metros y 50 mm de espesor por cada lado más un sobre ancho de diseño, en función de los diferentes porcentajes de material fino de la base presentados en las tablas 6.3 y 6.4 respectivamente.

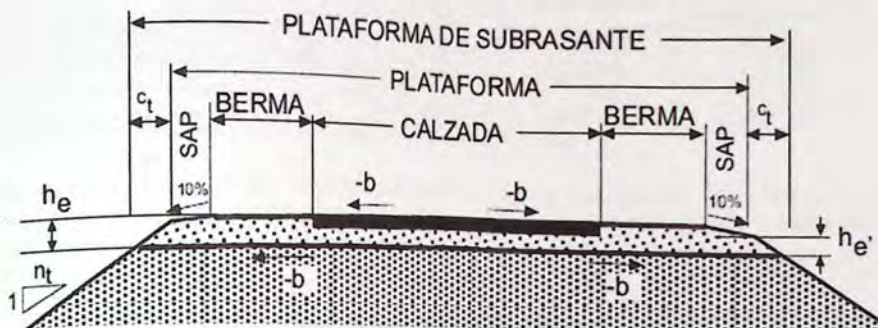


Figura 6.3 – Perfil tipo pavimento flexible. [13]

Tabla 6.3 – Volúmenes de asfalto mediante diseño Manual de Carreteras. (Elaboración propia)

Capa	Espesor (mm)	Ancho (m)	Volumen (m <sup>3</sup> /m)
Concreto asfáltico de superficie	55	7	0.389 <sub>(1)</sub>
Concreto asfáltico, capa intermedia	100	7.2 <sub>(1)</sub>	0.732 <sub>(1)</sub>
Berma	50	2 <sub>(2)</sub>	0.100

1.- considerando un derrame de material 3 horizontal por 2 vertical ( $n_t = 1.5$ ).

2.- considera ambas bermas de 1 (m) cada una.

Tabla 6.4 – Volúmenes de Base mediante diseño Manual de Carreteras. (Elaboración propia)

Capa	Espesor (mm)	Ancho (m)	Volumen (m <sup>3</sup> /m)
Base, finos 0%	210.00	10	2.166 <sub>(1)</sub>
Base, finos 1%	210.00	10	2.166 <sub>(1)</sub>
Base, finos 2%	210.00	10	2.166 <sub>(1)</sub>
Base, finos 3%	210.00	10	2.166 <sub>(1)</sub>
Base, finos 4%	240.00	10	2.486 <sub>(1)</sub>
Base, finos 5%	240.00	10	2.486 <sub>(1)</sub>
Base, finos 6%	250.00	10	2.594 <sub>(1)</sub>
Base, finos 7%	250.00	10	2.594 <sub>(1)</sub>
Base, finos 8%	250.00	10	2.594 <sub>(1)</sub>
Base, finos 9%	250.00	10	2.594 <sub>(1)</sub>
Base, finos 10%	250.00	10	2.594 <sub>(1)</sub>
Base, finos 11%	370.00	10	3.905 <sub>(1)</sub>
Base, finos 12%	380.00	10	4.017 <sub>(1)</sub>
Base, finos 13%	390.00	10	4.128 <sub>(1)</sub>
Base, finos 14%	400.00	10	4.240 <sub>(1)</sub>
Base, finos 15%	420.00	10	4.465 <sub>(1)</sub>

1.- considerando un derrame de material 3 horizontal por 2 vertical ( $n_t = 1.5$ ).

Con los volúmenes de concreto asfáltico y bases, es posible junto con los precios unitarios de los distintos materiales (Anexo B) obtener los costos para un metro lineal de camino para cada capa, presentados en las tablas 6.5 y 6.6.

Tabla 6.5 – Costo total carpeta asfáltica. (Elaboración propia)

Capa	Volumen (m <sup>3</sup> /m)	Precio unitario	Costo por metro lineal de camino
Concreto asfáltico de superficie	0.389	\$170,000 <sub>(1)</sub>	\$66,130
Concreto asfáltico, capa intermedia	0.732	\$170,000 <sub>(1)</sub>	\$12,440
Berma	0.100	\$170,000 <sub>(1)</sub>	\$17,000
<b>Costo total carpeta asfáltica (ml)</b>			<b>\$207,570</b>

1.- Costo referencial precio unitario concreto asfáltico de rodadura (Anexo B).

Es necesario considerar que al conformar bases granulares que además de cumplir con los requisitos descritos en los capítulos anteriores, conseguir porcentajes de material fino cercanos a cero incrementa los costos de producción, lo que puede verse reflejado en la tabla 6.6.

Tabla 6.6 – Costo de bases granulares. (Elaboración propia)

Capa	Volumen (m <sup>3</sup> /m)	Precio unitario	Costo por metro lineal de camino
Base, finos 0%	2.166	\$40,000 <sub>(1)</sub>	\$86,646
Base, finos 1%	2.166	\$35,000 <sub>(1)</sub>	\$75,815
Base, finos 2%	2.166	\$30,000 <sub>(1)</sub>	\$64,985
Base, finos 3%	2.166	\$30,000 <sub>(1)</sub>	\$64,985
Base, finos 4%	2.486	\$20,000 <sub>(1)</sub>	\$49,728
Base, finos 5%	2.486	\$20,000 <sub>(1)</sub>	\$49,728
Base, finos 6%	2.594	\$20,000 <sub>(1)</sub>	\$51,875
Base, finos 7%	2.594	\$20,000 <sub>(1)</sub>	\$51,875
Base, finos 8%	2.594	\$20,000 <sub>(1)</sub>	\$51,875
Base, finos 9%	2.594	\$20,000 <sub>(1)</sub>	\$51,875
Base, finos 10%	2.594	\$20,000 <sub>(1)</sub>	\$51,875
Base, finos 11%	3.905	\$15,000 <sub>(1)</sub>	\$58,581
Base, finos 12%	4.017	\$15,000 <sub>(1)</sub>	\$60,249
Base, finos 13%	4.128	\$15,000 <sub>(1)</sub>	\$61,923
Base, finos 14%	4.240	\$15,000 <sub>(1)</sub>	\$63,600
Base, finos 15%	4.465	\$15,000 <sub>(1)</sub>	\$66,969

1.- Costo referencial precio unitario base granular (Anexo B).

Al considerar los costos totales de diseño (tabla 6.7) para los diversos modelos propuestos, es posible observar, que a pesar de que los precios unitarios para bases desde 4% a 10% de material fino son iguales, el menor espesor final de las capas con porcentajes de 4% y 5% de finos, permite disminuir los costos totales en alrededor de un 0.84% para un mismo número estructural e iguales características de diseño.

Además mediante la tabla 6.8 es posible apreciar, que aunque no sea posible obtener niveles de material con estos porcentajes de material fino (4% o 5%), la disminución de la cantidad de finos aumenta el número estructural dispuesto (por ejemplo al disminuir de 8% a 6%), reflejado en un aumento en la resistencia del pavimento.

Tabla 6.7 – Costos totales por metro lineal de camino, método Manual de Carreteras.  
(Elaboración propia)

Porcentaje de material fino base granular	Valor total por metro lineal de camino	Variación % (base 8% material Fino)
0	\$294,216	13.54
1	\$283,385	9.32
2	\$272,555	5.10
3	\$272,555	5.10
4	\$257,298	-0.84
5	\$257,298	-0.84
6	\$259,445	0.00
7	\$259,445	0.00
8	\$259,445	0.00
9	\$259,445	0.00
10	\$259,445	0.00
11	\$266,151	2.61
12	\$267,819	3.26
13	\$269,493	3.91
14	\$271,170	4.56
15	\$274,539	5.88

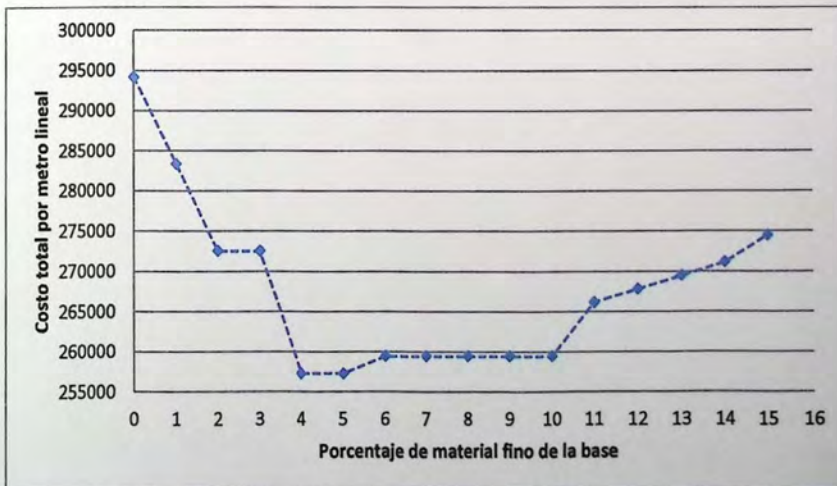


Figura 6.4 – Variación de los costos totales en función del porcentaje de material fino de la base.  
(Elaboración propia)

Tabla 6.8 – Verificación de número estructural total de las capas. (Elaboración propia)

% fino de la base	$a_i$	$m_i$	$h_i$ (mm)	$N_E$ Necesario	$N_E$ Disp.	Observación
0	0.13	1.40	210.0	102.0	102.87	Cumple
1	0.13	1.39	210.0	102.0	102.73	Cumple
2	0.13	1.39	210.0	102.0	102.59	Cumple
3	0.13	1.38	210.0	102.0	102.46	Cumple
4	0.13	1.21	240.0	102.0	102.40	Cumple
5	0.13	1.20	240.0	102.0	102.09	Cumple
6	0.13	1.19	250.0	102.0	103.32	Cumple
7	0.13	1.18	250.0	102.0	103.00	Cumple
8	0.13	1.17	250.0	102.0	102.67	Cumple
9	0.13	1.16	250.0	102.0	102.35	Cumple
10	0.13	1.15	250.0	102.0	102.02	Cumple
11	0.13	0.78	370.0	102.0	102.16	Cumple
12	0.13	0.76	380.0	102.0	102.19	Cumple
13	0.13	0.74	390.0	102.0	102.16	Cumple
14	0.13	0.72	400.0	102.0	102.09	Cumple
15	0.13	0.70	420.0	102.0	102.87	Cumple

## 6.2 Determinación mediante método AASHTO

Al igual que en el capítulo anterior, la determinación de la sensibilidad de diseño se realizará a través de un proceso iterativo de diseño, mediante el método descrito en el punto 5.2 – Diseño mediante AASHTO. Cabe mencionar, que además de la cantidad de diferencias entre ambos procedimientos, el principal cambio que tiene relación con las características drenantes, será que el coeficiente de drenaje de la base es función directa de la permeabilidad de la misma (numeral 5.2.1.2), dado que el proceso se llevará a cabo de forma repetitiva es necesario realizar algunas observaciones:

- EL número estructural a colocar sobre la base ( $NS_1$ ) no posee cambios significativos, ya que este número es función directa del módulo elástico de la base, ejes equivalentes de diseño, índices de serviciabilidad y nivel de confianza. Factores que no están relacionados a las características drenantes de las bases granulares.
- El número estructural a colocar sobre la subrasante ( $NS_2$ ), tampoco sufrirá modificación ya es función del módulo resiliente de la subrasante, la cual no variará (suelo natural).
- El coeficiente de drenaje es resultado de un procedimiento, el cual considera el cálculo del tiempo a drenar y porcentaje de tiempo que la estructura se verá expuesta a niveles cercanos a la saturación (sección 4.5) por lo que serán estos los mecanismos para determinar la variación del espesor final de la base granular.

Dado que el porcentaje de tiempo en que la estructura estará a niveles cercanos a la saturación es determinado en base a datos estadísticos de la zona (días lluvia y deshielo), no sufrirá variaciones. Por lo que es necesario determinar el cambio en el tiempo a drenar, éste tiempo considera la geometría de la capa drenante y permeabilidad por lo que se realizará el mismo proceso iterativo descrito en el numeral 5.2 – Diseño mediante método AASHTO, pero variando el coeficiente de permeabilidad (K).

A continuación se presenta un diagrama de flujo, el cual pretende explicar el método a realizar para determinar la variación y sensibilidad del diseño en función de las características drenantes de la base granular mediante el método descrito por AASHTO:

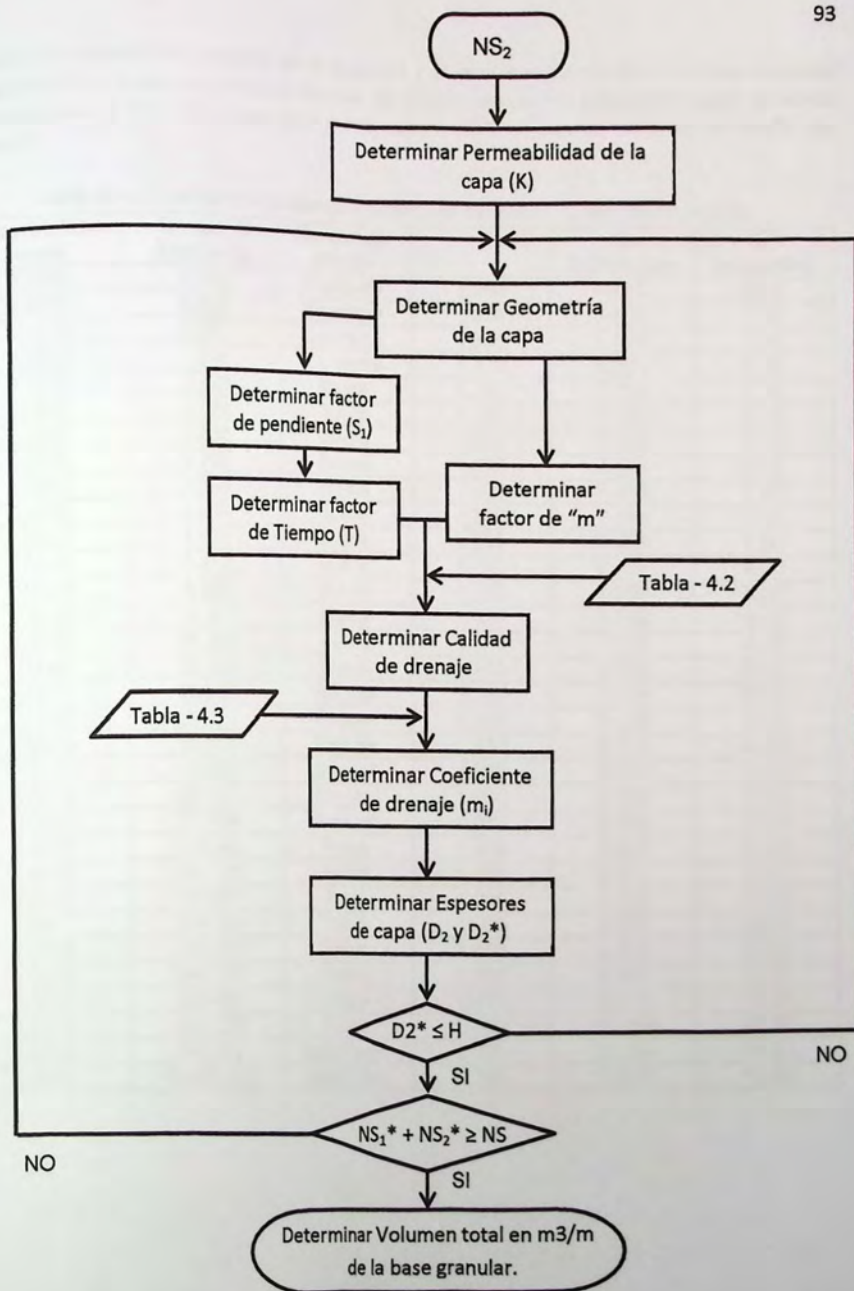


Figura 6.5 - Determinación de la variación del volumen de la base granular mediante procedimiento AASHTO. (Elaboración Propia)

Siguiendo el procedimiento descrito en la figura 6.5 y al igual que por medio el proceso mostrado en el punto 5.2, a través de un cálculo iterativo, es posible obtener los espesores finales de diseño presentados en la Tabla 6.9. (Para obtener información sobre el método completo de diseño, ver Anexo C)

Tabla 6.9 – Coeficientes de drenaje y espesores de diseño. (Elaboración propia)

Permeabilidad (cm/s)	Tiempo de drenaje (s)	Calidad del drenaje	mi	D <sub>i</sub> (pulgadas)	D <sub>i</sub> * (pulgadas)
0.5000	0.562	Excelente	1.350	6.610	7.00
0.4000	0.684	Excelente	1.350	6.610	7.00
0.3000	0.887	Excelente	1.300	6.864	7.00
0.2000	1.292	Excelente	1.300	6.864	7.00
0.1000	2.528	Buena	1.250	7.138	7.50
0.0900	2.724	Buena	1.250	7.138	7.50
0.0800	2.968	Buena	1.250	7.138	7.50
0.0700	3.283	Buena	1.200	7.436	7.50
0.0600	3.703	Buena	1.200	7.436	7.50
0.0500	4.290	Buena	1.200	7.436	7.50
0.0400	5.171	Buena	1.200	7.436	7.50
0.0300	6.412	Buena	1.150	7.759	8.00
0.0200	9.539	Buena	1.150	7.759	8.00
0.0100	18.315	Buena	1.150	7.759	8.00
0.0090	20.266	Buena	1.150	7.759	8.00
0.0080	22.704	Buena	1.150	7.759	8.00
0.0070	25.838	Regular	1.150	7.759	8.00
0.0060	29.771	Regular	1.100	8.112	8.50
0.0050	35.574	Regular	1.100	8.112	8.50
0.0040	44.278	Regular	1.100	8.112	8.50
0.0030	58.785	Regular	1.050	8.498	8.50
0.0020	87.799	Regular	1.050	8.498	8.50
0.0010	174.842	Pobre	1.000	8.923	9.00
0.0009	194.185	Pobre	1.000	8.923	9.00
0.0008	216.891	Pobre	1.000	8.923	9.00
0.0007	247.769	Pobre	1.000	8.923	9.00
0.0006	288.938	Pobre	1.000	8.923	9.00
0.0005	346.575	Pobre	1.000	8.923	9.00
0.0004	420.405	Pobre	0.900	9.915	10.00
0.0003	532.279	Pobre	0.800	11.154	11.50
0.0002	798.072	Muy Pobre	0.800	11.154	11.50
0.0001	15,683.512	Muy Pobre	0.750	11.897	12.00

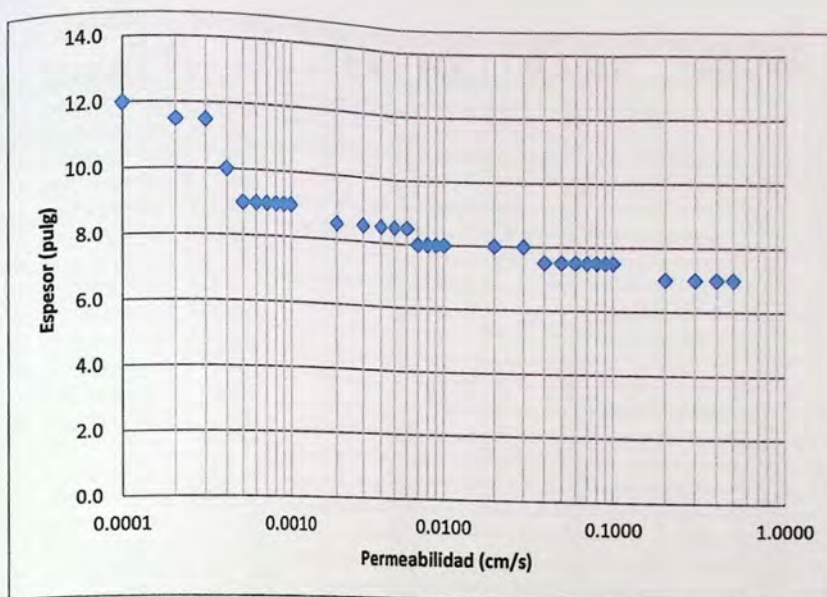


Figura 6.6 – Espesores finales base granular en función de la permeabilidad. (Elaboración propia)

Obtenidos los espesores de diseño será necesario determinar el volumen de las diferentes capas para un metro lineal de camino, esto considerando la figura 6.3 – Perfil tipo de pavimento flexible, consecuentemente las dimensiones serán las mismas:

- Calzadas 3.5 metros por sentido de dirección.
- Bermas de 1.0 metros ambos lados.
- Sobre ancho de plataforma de 0.5 m por ambos lados.
- Ancho total de plataforma 10 m.

Pero para efectos de cálculo de volúmenes finales, se traspasará la unidad de pulgadas a milímetros, pero sólo para efectos de determinación de volúmenes en  $m^3/m$ . A pesar que el método descrito en el Manual de Carreteras estipula la aproximación al decímetro superior (10 mm) para la capa de base, esta aproximación fue realizada en el método AASHTO a la media pulgada superior, por lo que al observar los espesores finales no cumplirá la premisa descrita en el MC.

Tabla 6.10 – Volúmenes de asfalto mediante diseño AASHTO. (Elaboración propia).

Capa	Espesor (mm)	Ancho (m)	Volumen ( $m^3/m$ )
Concreto Asfáltico	165	7	1.20 <sup>(1)</sup>
Berma	50	2 <sup>(2)</sup>	0.100

1.- considerando un derrame de material 3 horizontal por 2 vertical ( $n_t = 1.5$ ).

2.- considera ambas bermas de 1 (m) cada una.

Tabla 6.11 – Volúmenes de base mediante diseño AASHTO. (Elaboración propia)

Capa	Espesor (mm)	Ancho (m)	Volumen (m <sup>3</sup> /m)
Base, permeabilidad 0.5 cm/s	178	10	1.825
Base, permeabilidad 0.4 cm/s	178	10	1.825
Base, permeabilidad 0.3 cm/s	178	10	1.825
Base, permeabilidad 0.2 cm/s	178	10	1.825
Base, permeabilidad 0.1 cm/s	191	10	1.959
Base, permeabilidad 0.09 cm/s	191	10	1.959
Base, permeabilidad 0.08 cm/s	191	10	1.959
Base, permeabilidad 0.07 cm/s	191	10	1.959
Base, permeabilidad 0.06 cm/s	191	10	1.959
Base, permeabilidad 0.05 cm/s	191	10	1.959
Base, permeabilidad 0.04 cm/s	191	10	1.959
Base, permeabilidad 0.03 cm/s	203	10	2.094
Base, permeabilidad 0.02 cm/s	203	10	2.094
Base, permeabilidad 0.01 cm/s	203	10	2.094
Base, permeabilidad 0.009 cm/s	203	10	2.094
Base, permeabilidad 0.008 cm/s	203	10	2.094
Base, permeabilidad 0.007 cm/s	203	10	2.094
Base, permeabilidad 0.006 cm/s	216	10	2.229
Base, permeabilidad 0.005 cm/s	216	10	2.229
Base, permeabilidad 0.004 cm/s	216	10	2.229
Base, permeabilidad 0.003 cm/s	216	10	2.229
Base, permeabilidad 0.002 cm/s	216	10	2.229
Base, permeabilidad 0.001 cm/s	229	10	2.364
Base, permeabilidad 0.0009 cm/s	229	10	2.364
Base, permeabilidad 0.0008 cm/s	229	10	2.364
Base, permeabilidad 0.0007 cm/s	229	10	2.364
Base, permeabilidad 0.0006 cm/s	229	10	2.364
Base, permeabilidad 0.0005 cm/s	229	10	2.364
Base, permeabilidad 0.0004 cm/s	254	10	2.637
Base, permeabilidad 0.0003 cm/s	292	10	3.049
Base, permeabilidad 0.0002 cm/s	292	10	3.049
Base, permeabilidad 0.0001 cm/s	305	10	3.187

Considerando los volúmenes de concreto asfáltico y bases, es posible determinar los costos para un metro lineal de camino, considerando los precios unitarios para cada capa (Anexo B), presentados en las tablas 6.12 y 6.13 respectivamente.

Tabla 6.12 – Costo total carpeta asfáltica. (Elaboración propia)

Capa	Volumen (m <sup>3</sup> /m)	Precio unitario	Costo por metro lineal de camino
Concreto Asfáltico	1.20	\$170,000 <sub>(1)</sub>	\$204,000
Berma	0.100	\$170,000 <sub>(1)</sub>	\$17,000
<b>Costo total carpeta asfáltica (ml)</b>			<b>\$221,000</b>

1.- Costo referencial concreto asfáltico de rodadura (Anexo B).

Al igual que en el método descrito mediante el MC, conformar bases granulares con mayor capacidad drenante genera costos de producción mayores, elevando el costo final.

Tabla 6.13 – Costo de bases granulares. (Elaboración propia)

Capa	Volumen (m <sup>3</sup> /m)	Precio unitario	Costo por metro lineal de camino
Base, permeabilidad 0.5 cm/s	1.825	\$35,000	\$63,890
Base, permeabilidad 0.4 cm/s	1.825	\$35,000	\$63,890
Base, permeabilidad 0.3 cm/s	1.825	\$30,000	\$54,763
Base, permeabilidad 0.2 cm/s	1.825	\$30,000	\$54,763
Base, permeabilidad 0.1 cm/s	1.959	\$25,000	\$48,986
Base, permeabilidad 0.09 cm/s	1.959	\$25,000	\$48,986
Base, permeabilidad 0.08 cm/s	1.959	\$25,000	\$48,986
Base, permeabilidad 0.07 cm/s	1.959	\$22,000	\$43,108
Base, permeabilidad 0.06 cm/s	1.959	\$22,000	\$43,108
Base, permeabilidad 0.05 cm/s	1.959	\$22,000	\$43,108
Base, permeabilidad 0.04 cm/s	1.959	\$22,000	\$39,189
Base, permeabilidad 0.03 cm/s	2.094	\$20,000	\$41,879
Base, permeabilidad 0.02 cm/s	2.094	\$20,000	\$41,879
Base, permeabilidad 0.01 cm/s	2.094	\$20,000	\$41,879
Base, permeabilidad 0.009 cm/s	2.094	\$20,000	\$41,879
Base, permeabilidad 0.008 cm/s	2.094	\$20,000	\$41,879
Base, permeabilidad 0.007 cm/s	2.094	\$20,000	\$41,879
Base, permeabilidad 0.006 cm/s	2.229	\$20,000	\$44,579
Base, permeabilidad 0.005 cm/s	2.229	\$20,000	\$44,579
Base, permeabilidad 0.004 cm/s	2.229	\$20,000	\$44,579
Base, permeabilidad 0.003 cm/s	2.229	\$20,000	\$44,579
Base, permeabilidad 0.002 cm/s	2.229	\$20,000	\$44,579
Base, permeabilidad 0.001 cm/s	2.364	\$19,000	\$44,924
Base, permeabilidad 0.0009 cm/s	2.364	\$19,000	\$44,924
Base, permeabilidad 0.0008 cm/s	2.364	\$19,000	\$44,924
Base, permeabilidad 0.0007 cm/s	2.364	\$19,000	\$44,924
Base, permeabilidad 0.0006 cm/s	2.364	\$19,000	\$44,924
Base, permeabilidad 0.0005 cm/s	2.364	\$19,000	\$44,924
Base, permeabilidad 0.0004 cm/s	2.637	\$17,000	\$44,826
Base, permeabilidad 0.0003 cm/s	3.049	\$17,000	\$51,833
Base, permeabilidad 0.0002 cm/s	3.049	\$17,000	\$51,833
Base, permeabilidad 0.0001 cm/s	3.187	\$17,000	\$54,185

Observando la tabla 6.13 es posible encontrar los valores totales de diseño, pero mirando más detenidamente esta tabla sobresale un valor en particular, para una permeabilidad de 0.04 cm/s los costos finales disminuyen, apreciables de manera aún más notoria en la Tabla 6.14.

Tabla 6.14 – Costos totales por metro lineal de camino, método AASHTO. (Elaboración propia)

Permeabilidad de la base granular	Valor total por metro lineal de camino	Variación % (base K = 0.02 cm/s)
0.5	\$284,310	8.39
0.4	\$284,310	8.39
0.3	\$275,183	4.91
0.2	\$275,183	4.91
0.1	\$269,406	2.71
0.09	\$269,406	2.71
0.08	\$269,406	2.71
0.07	\$263,528	0.47
0.06	\$263,528	0.47
0.05	\$263,528	0.47
<b>0.04</b>	<b>\$259,609</b>	<b>-1.03</b>
0.03	\$262,299	0.00
0.02	\$262,299	0.00
0.01	\$262,299	0.00
0.009	\$262,299	0.00
0.008	\$262,299	0.00
0.007	\$262,299	0.00
0.006	\$264,999	1.03
0.005	\$264,999	1.03
0.004	\$264,999	1.03
0.003	\$264,999	1.03
0.002	\$264,999	1.03
0.001	\$265,344	1.16
0.0009	\$265,344	1.16
0.0008	\$265,344	1.16
0.0007	\$265,344	1.16
0.0006	\$265,344	1.16
0.0005	\$265,344	1.16
0.0004	\$265,245	1.12
0.0003	\$272,253	3.79
0.0002	\$272,253	3.79
0.0001	\$274,605	4.69

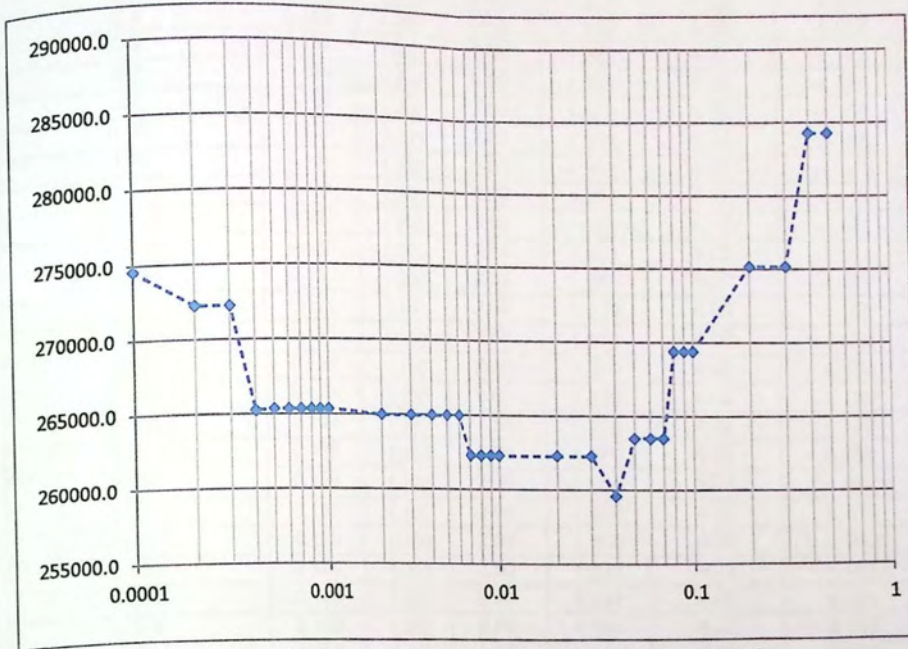


Figura 6.7 – Variación de los costos totales en función de la permeabilidad de la base.  
(Elaboración propia)

Tabla 6.15 – Verificación de los números estructurales de diseño. (Elaboración propia)

Permeabilidad de la base (cm/s)	ai	mi	NS1*	NS2*	NS necesario	NS disp.
0.5	0.139	1.350	2.86	1.314	4.02	4.174
0.4	0.139	1.350	2.86	1.314	4.02	4.174
0.3	0.139	1.300	2.86	1.265	4.02	4.125
0.2	0.139	1.300	2.86	1.265	4.02	4.125
0.1	0.139	1.250	2.86	1.303	4.02	4.163
0.09	0.139	1.250	2.86	1.303	4.02	4.163
0.08	0.139	1.250	2.86	1.303	4.02	4.163
0.07	0.139	1.200	2.86	1.251	4.02	4.111
0.06	0.139	1.200	2.86	1.251	4.02	4.111
0.05	0.139	1.200	2.86	1.251	4.02	4.111
0.04	0.139	1.200	2.86	1.251	4.02	4.111
0.03	0.139	1.150	2.86	1.279	4.02	4.139
0.02	0.139	1.150	2.86	1.279	4.02	4.139
0.01	0.139	1.150	2.86	1.279	4.02	4.139
0.009	0.139	1.150	2.86	1.279	4.02	4.139
0.008	0.139	1.150	2.86	1.279	4.02	4.139
0.007	0.139	1.150	2.86	1.279	4.02	4.139
0.006	0.139	1.100	2.86	1.300	4.02	4.160
0.005	0.139	1.100	2.86	1.300	4.02	4.160
0.004	0.139	1.100	2.86	1.300	4.02	4.160
0.003	0.139	1.050	2.86	1.241	4.02	4.101
0.002	0.139	1.050	2.86	1.241	4.02	4.101
0.001	0.139	1.000	2.86	1.251	4.02	4.111
0.0009	0.139	1.000	2.86	1.251	4.02	4.111
0.0008	0.139	1.000	2.86	1.251	4.02	4.111
0.0007	0.139	1.000	2.86	1.251	4.02	4.111
0.0006	0.139	1.000	2.86	1.251	4.02	4.111
0.0005	0.139	1.000	2.86	1.251	4.02	4.111
0.0004	0.139	0.900	2.86	1.251	4.02	4.111
0.0003	0.139	0.800	2.86	1.279	4.02	4.139
0.0002	0.139	0.800	2.86	1.279	4.02	4.139
0.0001	0.139	0.720	2.86	1.251	4.02	4.111

## Capítulo VII

### Análisis y Expresión de Resultados

#### 7.1 Variación de las capas asfálticas

A través de los resultados obtenidos en el Capítulo V, es posible observar que el número estructural destinado a la carpeta asfáltica no es posible de modificar, ya que éste depende principalmente del módulo de la subrasante, además de los ejes equivalentes de diseño (EE), factor de confianza ( $F_R$ ) y temperatura media anual ponderada del aire (TMAPA) para el método propuesto por el Manual de Carreteras; y del módulo de la base granular para el método AASHTO, considerando también los coeficientes de carácter constantes que satisfacen la ecuación 3.6, presentados en el Capítulo III, valores que no están conectados de forma directa a las características permeables de las capas granulares.

#### 7.2 Variación de la capa de base granular

A pesar que el ítem asfalto es comúnmente el de mayor costo para un pavimento flexible y un diseño que implique un menor espesor de este parámetro significaría un gran ahorro, en el Capítulo VI fue posible visualizar una disminución real de la capa de base para un mismo número estructural y mismas condiciones.

Observando sólo la variación del costo de la base granular es posible obtener una disminución de hasta el 4.1% del total para un porcentaje de material fino de 4% y 5%, si se compara con el valor original de 8% (método MC, Tabla 7.1), y una disminución del 6.4% en el costo total al mejorar el coeficiente de permeabilidad a 0.04 cm/s en relación con el valor original de 0.02 cm/s (método AASHTO, tabla 7.2).

Tabla 7.1 – Variación costo base granular, método Manual de Carreteras. (Elaboración propia)

% Finos Base	Espesor capa (mm)	Variación (%) (Base: 8 % material fino)
0	210	67.0
1	210	46.1
2	210	25.3
3	210	25.3
4	240	- 4.1
5	240	- 4.1
6	250	0.0
7	250	0.0
8	250	0.0
9	250	0.0
10	250	0.0
11	370	12.9
12	380	16.1
13	390	19.4
14	400	22.6
15	420	29.1

Tabla 7.2 – Variación costo base granular, método AASHTO. (Elaboración propia)

Permeabilidad Base (cm/s)	Espesor capa (pulg)	Variación (%) (Base: K = 0.02 cm/s)
0.5000	7.0	52.56
0.4000	7.0	52.56
0.3000	7.0	30.76
0.2000	7.0	30.76
0.1000	7.5	16.97
0.0900	7.5	16.97
0.0800	7.5	16.97
0.0700	7.5	2.93
0.0600	7.5	2.93
0.0500	7.5	2.93
0.0400	7.5	-6.42
0.0300	8.0	0.00
0.0200	8.0	0.00
0.0100	8.0	0.00
0.0090	8.0	0.00
0.0080	8.0	0.00
0.0070	8.0	0.00
0.0060	8.5	6.45
0.0050	8.5	6.45
0.0040	8.5	6.45
0.0030	8.5	6.45
0.0020	8.5	6.45
0.0010	9.0	7.27
0.0009	9.0	7.27
0.0008	9.0	7.27
0.0007	9.0	7.27
0.0006	9.0	7.27
0.0005	9.0	7.27
0.0004	10.0	7.04
0.0003	11.5	23.77
0.0002	11.5	23.77
0.0001	12.0	29.39

A pesar que las variaciones en relación del costo total son pequeñas, alrededor de 0.84% para el método del Manual de Carreteras y 1.03% mediante AASHTO, presentan un real ahorro si se consideran los costos totales que presenta un pavimento flexible.

## 7.3 Ruta Lo Orozco

El diseño de la ruta Lo Orozco al poseer una estructuración distinta al modelo planteado en los capítulos anteriores, es posible por medio de los espesores de diseño determinar a la inversa los números estructurales, para luego, a través del mismo procedimiento descrito en el Capítulo VI obtener la variación en el diseño.

Tabla 7.3 – Espesores, coeficientes y números estructurales Ruta Lo Orozco.

Capa	hi (mm)	ai	mi	NE (mm)
Concreto asfáltico	50	0.43	1.00	21.5
Binder	90	0.41	1.00	36.9
Base granular	290	0.13	1.17	44.1
<b>Total</b>				<b>102.5</b>

Tabla 7.4 – Variación costos de base Ruta Lo Orozco, método MC. (Elaboración propia)

% de material fino base	Espesor (mm)	Variación (%) Base: 8% de fino
0	250	64.3
1	250	43.8
2	250	23.2
3	250	23.2
4	290	-3.6
5	290	-3.6
6	290	0.0
7	290	0.0
8	290	0.0
9	300	0.0
0	300	3.6
11	440	13.4
12	450	19.1
13	460	21.9
14	480	24.7
15	490	27.5

A pesar que la capa de base en la ruta Lo Orozco es más gruesa, al tratarse de bases de iguales características y considerando un igual perfil transversal, la variación por el método del Manual de Carreteras, es bastante proporcional, generando una variación en alrededor de un 3.6% para bases con un 4% y 5% de material fino.



Figura 7.1 – Variación costo total ruta Lo Orozco, método MC. (Elaboración propia)

Tabla 7.5 – Variación costos de base ruta Lo Orozco, método AASHTO. (Elaboración propia)

Permeabilidad (cm/s)	Espesor (pulg.)	Variación (%) Base: K = 0.02 cm/s
0.5	10.0	51.34
0.4	10.0	51.34
0.3	10.5	36.46
0.2	10.5	36.46
0.1	11.0	19.35
0.09	11.0	19.35
0.08	11.0	19.35
0.07	11.0	19.35
0.06	11.0	19.35
0.05	11.0	-4.52
0.04	11.0	-4.52
0.03	11.5	0.00
0.02	11.5	0.00
0.01	11.5	0.00
0.009	11.5	0.00
0.008	11.5	0.00
0.007	11.5	0.00
0.006	12.0	4.54
0.005	12.0	4.54

Tabla 7.5 – Variación costos de base ruta Lo Orozco, método AASHTO. (Continuación)

0.004	12.0	
0.003	13.0 <sup>(1)</sup>	4.54
0.002	13.0 <sup>(1)</sup>	13.66
0.001	13.5 <sup>(1)</sup>	13.66
0.0009	13.5 <sup>(1)</sup>	12.34
0.0008	13.5 <sup>(1)</sup>	12.34
0.0007	13.5 <sup>(1)</sup>	12.34
0.0006	13.5 <sup>(1)</sup>	12.34
0.0005	13.5 <sup>(1)</sup>	12.34
0.0004	13.5 <sup>(1)</sup>	12.34
0.0003	15.0 <sup>(1)</sup>	12.29
0.0002	16.5 <sup>(1)</sup>	24.18
0.0001	18.0 <sup>(1)</sup>	24.18
1.- Espesor mayor a 12 pulgadas, se recomienda uso de subbase granular.		36.20

Al comparar los resultados con el método AASHTO, al mejorar la permeabilidad de la base granular es posible al igual que con el modelo presentado en el Capítulo VI, disminuir los costos finales en aproximadamente un 5%. Lo que permite concluir que tanto la permeabilidad como el porcentaje de material fino de las bases utilizadas en la Ruta Lo Orozco no poseen el óptimo de diseño.

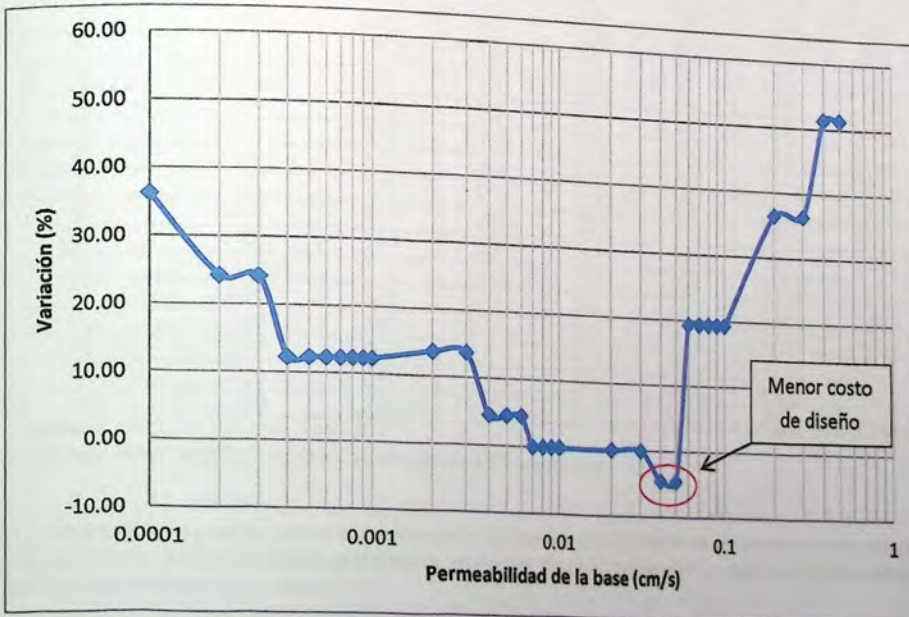


Figura 7.2 – Variación costo total ruta Lo Orozco, método AASHTO. (Elaboración propia)

## 7.4 Variación del número estructural destinado a la base.

Dado que el número estructural destinado a las capas de base puede ser variable, es posible además determinar la variación para diferentes valores de este número.

Tabla 7.6 – Números estructurales destinados a la base granular. (Elaboración propia)

NE destinado a la base (Manual de Carreteras)	NE destinado a la base (AASHTO)
20.0 mm	
25.0 mm	0.79 pulg
30.0 mm	0.98 pulg
35.0 mm	1.18 pulg.
40.0 mm	1.38 pulg.
45.0 mm	1.57 pulg.
50.0 mm	1.77 pulg.
	1.97 pulg.

Para los valores particulares de 20 mm hasta 50 mm de NE destinado a las bases es posible observar la variación de los espesores:

Tabla 7.7 – Variación de espesores de capa de base para diferentes NE, método MC. (Elaboración propia)

% fino base	Espesores (mm) de las bases granulares						
	20 mm	25 mm	30 mm	35 mm	40 mm	45 mm	50 mm
0	110 <sup>(1)</sup>	140 <sup>(1)</sup>	170	200	220	250	280
1	110 <sup>(1)</sup>	140 <sup>(1)</sup>	170	200	220	250	280
2	110 <sup>(1)</sup>	140 <sup>(1)</sup>	170	200	220	250	280
3	110 <sup>(1)</sup>	140 <sup>(1)</sup>	170	200	220	250	280
4	130 <sup>(1)</sup>	160	200	230	260	290	320 <sup>(2)</sup>
5	130 <sup>(1)</sup>	170	200	230	260	290	330 <sup>(2)</sup>
6	130 <sup>(1)</sup>	170	200	230	260	290	330 <sup>(2)</sup>
7	140 <sup>(1)</sup>	170	200	230	260	300 <sup>(2)</sup>	330 <sup>(2)</sup>
8	140 <sup>(1)</sup>	170	200	230	270	300 <sup>(2)</sup>	330 <sup>(2)</sup>
9	140 <sup>(1)</sup>	170	200	240	270	300 <sup>(2)</sup>	330 <sup>(2)</sup>
10	140 <sup>(1)</sup>	170	210	240	270	300 <sup>(2)</sup>	340 <sup>(2)</sup>
11	200	250	300 <sup>(2)</sup>	350 <sup>(2)</sup>	400 <sup>(2)</sup>	310 <sup>(2)</sup>	340 <sup>(2)</sup>
12	210	260	310 <sup>(2)</sup>	360 <sup>(2)</sup>	410 <sup>(2)</sup>	450 <sup>(2)</sup>	500 <sup>(2)</sup>
13	210	260	320 <sup>(2)</sup>	370 <sup>(2)</sup>	420 <sup>(2)</sup>	460 <sup>(2)</sup>	510 <sup>(2)</sup>
14	220	270	330 <sup>(2)</sup>	380 <sup>(2)</sup>	430 <sup>(2)</sup>	470 <sup>(2)</sup>	520 <sup>(2)</sup>
15	220	280	330 <sup>(2)</sup>	390 <sup>(2)</sup>	440 <sup>(2)</sup>	490 <sup>(2)</sup>	540 <sup>(2)</sup>
						500 <sup>(2)</sup>	550 <sup>(2)</sup>

1.- Espesor menor a 150 mm, Tabla 5.1.

2.- Espesor mayor a 300 mm, recomienda uso de subbase granular.

Si a estos espesores se les aplica el procedimiento del capítulo VI, obteniendo los volúmenes y costos totales para los mismos precios unitarios presentados, es posible determinar la variación en función del porcentaje de material fino presente en la base:

Tabla 7.8 – Variación de los costos de base para diferentes NE, método MC.  
(Elaboración propia)

% fino base	Variación (%)							
	20 mm	25 mm	30 mm	35 mm	40 mm	45 mm	50 mm	
0	56.5	64.0	69.3	65.7	61.8	65.5	68.5	
1	36.9	43.5	48.1	45.0	41.6	44.8	47.4	
2	17.3	23.0	26.9	24.3	21.3	24.1	26.4	
3	17.3	23.0	26.9	24.3	21.3	24.1	26.4	
4	-7.3	-6.0	0.0	-4.3	-3.8	-3.5	-3.2	
5	-7.3	0.0	0.0	-4.3	-3.8	-3.5	0.0	
6	-7.3	0.0	0.0	-4.3	-3.8	-3.5	0.0	
7	0.0	0.0	0.0	-4.3	0.0	0.0	0.0	
8	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	
9	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	
10	0.0	0.0	5.2	0.0	0.0	0.0	0.0	
11	8.1	11.6	14.1	0.0	0.0	0.0	3.2	
12	13.7	16.2	18.1	11.1	13.2	14.9	16.4	
13	13.7	16.2	22.1	14.5	16.2	17.6	18.9	
14	19.2	20.9	26.1	17.8	19.2	20.4	21.4	
15	19.2	25.5	26.1	21.2	22.2	25.8	26.4	
				24.5	25.2	28.6	28.9	

En este análisis es posible observar:

- A pesar que los espesores, y por ende, volúmenes totales para porcentajes de 0% a 3% son bastante menores, los costos finales se ven aumentados por el alto costo de las bases consideradas drenantes (para Manual de Carreteras).
- A pesar que la variación no es totalmente constante, es posible observar que para la mayoría de los casos el menor costo se produce para porcentajes de material fino menores a 8%.
- En ningún caso a pesar del menor costo de las bases, un porcentaje de material fino mayor a 8% logra un menor costo final.
- Para un número estructural destinado a la base de 20 mm, a pesar de presentar disminuciones de hasta 7.3% en el costo, los espesores resultantes son menores a los mínimos establecidos por el MC para bases granulares (150 mm). Por lo que no generan una mejora real.
- En el caso particular de un número estructural destinado a la base de 25 mm, este alcanza el óptimo al 4% de material fino, con un espesor final de 160 mm de base, prácticamente en el límite mínimo del espesor.
- En los números estructurales de 35 mm hasta 45 mm, es posible visualizar claramente mejoras en el diseño al disminuir el porcentaje de material fino, donde a mayor número estructural más notable es este cambio.
- Para el caso de 30 mm de NE, a pesar de que no se aprecia una mejora al disminuir el porcentaje de material fino, esto se produce principalmente por la aproximación al decímetro superior, pero al igual que en todos los casos, una pequeña mejora en el porcentaje de material fino se manifiesta en un mayor número estructural final que repercute en una mayor cantidad de ejes equivalentes soportantes.

- Al igual que para el número estructural de 25 mm, en el caso particular de un número alto como el de 50 mm, se presenta una mejora en porcentajes menores de material fino, pero el espesor final de la base alcanza su máximo de 300 mm, por lo que se recomienda uso de subbase lo que aumentará los costos finales del pavimento.

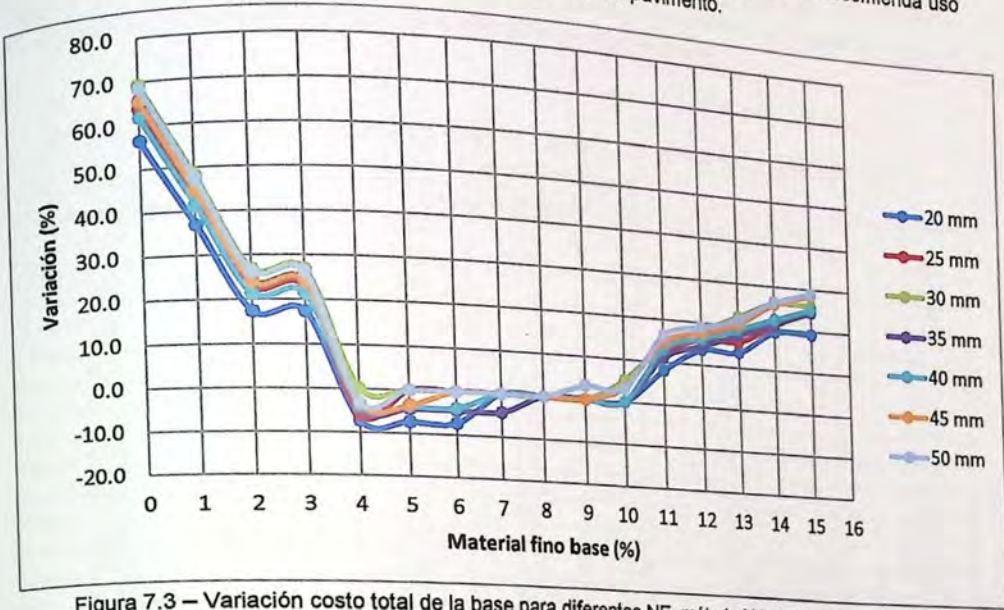


Figura 7.3 – Variación costo total de la base para diferentes NE, método MC. (Elaboración propia)

Tabla 7.9 – Variación de los NE dispuestos para diferentes NE destinados a la base, método MC. (Elaboración propia)

% fino base	Números estructurales dispuestos (mm)						
	20 mm	25 mm	30 mm	35 mm	40 mm	45 mm	50 mm
0	20.0	25.5	30.9	36.4	40.0	45.5	51.0
1	20.0	25.5	30.9	36.4	40.0	45.5	51.0
2	20.0	25.5	30.9	36.4	40.0	45.5	51.0
3	20.0	25.5	30.9	36.4	40.0	45.5	51.0
4	20.4	25.2	31.5	36.2	40.9	45.6	50.3
5	20.3	26.5	31.2	35.9	40.6	45.2	51.5
6	20.1	26.3	30.9	35.6	40.2	46.4	51.1
7	21.5	26.1	30.7	35.3	41.4	46.0	50.6
8	21.3	25.9	30.4	36.5	41.1	45.6	50.2
9	21.1	25.6	30.2	36.2	40.7	45.2	51.3
10	20.9	25.4	31.4	35.9	40.4	46.3	50.8
11	20.3	25.4	30.4	35.5	40.6	45.6	50.7
12	20.7	25.7	30.6	35.6	40.5	45.4	50.4
13	20.2	25.0	30.8	35.6	40.4	45.2	50.0
14	20.6	25.3	30.9	35.6	40.2	45.9	50.5
15	20.0	25.5	30.0	35.5	40.0	45.5	50.1

Considerando los espesores en pulgadas de la Figura 7.6, mediante AASHTO también es posible realizar este ejercicio, con el procedimiento descrito en la figura 6.5, pero esta vez además de variar el coeficiente de drenaje (K), modificando los números estructurales, es posible así encontrar los espesores, volúmenes y costos de diseño para las distintas bases.

Tabla 7.10 – Variación de espesores de base para diferentes NE, método AASHTO.  
(Elaboración propia)

Permeabilidad cm/s	Espesores (pulg) de las bases granulares						
	0.79 pulg.	0.98 pulg.	1.18 pulg.	1.38 pulg.	1.57 pulg.	1.77 pulg.	1.97 pulg.
0.5	4.50 <sup>(1)</sup>	6.0	7.0	8.0	9.0	10.0	11.5
0.4	4.50 <sup>(1)</sup>	6.0	7.0	8.0	9.0	10.0	11.5
0.3	5.00 <sup>(1)</sup>	6.0	7.0	8.0	9.0	10.0	11.5
0.2	5.00 <sup>(1)</sup>	6.0	7.0	8.5	9.5	10.5	12.0
0.1	5.00 <sup>(1)</sup>	6.5	7.5	8.5	9.5	10.5	12.0
0.09	5.00 <sup>(1)</sup>	6.5	7.5	8.5	10.0	11.0	12.5 <sup>(2)</sup>
0.08	5.00 <sup>(1)</sup>	6.5	7.5	8.5	10.0	11.0	12.5 <sup>(2)</sup>
0.07	5.00 <sup>(1)</sup>	6.5	8.0	8.5	10.0	11.0	12.5 <sup>(2)</sup>
0.06	5.00 <sup>(1)</sup>	6.5	8.0	9.0	10.0	11.5	13.0 <sup>(2)</sup>
0.05	5.00 <sup>(1)</sup>	6.5	8.0	9.0	10.5	11.5	13.0 <sup>(2)</sup>
0.04	5.00 <sup>(1)</sup>	6.5	8.0	9.0	10.5	11.5	13.0 <sup>(2)</sup>
0.03	5.50 <sup>(1)</sup>	7.0	8.0	9.0	10.5	11.5	13.0 <sup>(2)</sup>
0.02	5.50 <sup>(1)</sup>	7.0	8.0	9.5	11.0	12.0	13.5 <sup>(2)</sup>
0.01	5.50 <sup>(1)</sup>	7.0	8.0	9.5	11.0	12.0	13.5 <sup>(2)</sup>
0.009	5.50 <sup>(1)</sup>	7.0	8.0	9.5	11.0	12.0	13.5 <sup>(2)</sup>
0.008	5.50 <sup>(1)</sup>	7.0	8.0	9.5	11.0	12.0	13.5 <sup>(2)</sup>
0.007	5.50 <sup>(1)</sup>	7.0	8.0	9.5	11.0	12.0	13.5 <sup>(2)</sup>
0.006	5.50 <sup>(1)</sup>	7.0	8.5	10.0	11.0	12.0	13.5 <sup>(2)</sup>
0.005	5.50 <sup>(1)</sup>	7.0	8.5	10.0	11.0	12.5 <sup>(2)</sup>	14.0 <sup>(2)</sup>
0.004	5.50 <sup>(1)</sup>	7.0	8.5	10.0	11.0	12.5 <sup>(2)</sup>	14.0 <sup>(2)</sup>
0.003	6.00	7.5	9.0	10.5	11.0	12.5 <sup>(2)</sup>	14.0 <sup>(2)</sup>
0.002	6.00	7.5	9.0	10.5	11.5	13.0 <sup>(2)</sup>	14.5 <sup>(2)</sup>
0.001	6.00	8.0	9.5	11.0	11.5	13.0 <sup>(2)</sup>	14.5 <sup>(2)</sup>
0.0009	6.00	8.0	9.5	11.0	12.5 <sup>(2)</sup>	14.0 <sup>(2)</sup>	15.5 <sup>(2)</sup>
0.0008	6.00	8.0	9.5	11.0	12.5 <sup>(2)</sup>	14.0 <sup>(2)</sup>	15.5 <sup>(2)</sup>
0.0007	6.00	8.0	9.5	11.0	12.5 <sup>(2)</sup>	14.0 <sup>(2)</sup>	15.5 <sup>(2)</sup>
0.0006	6.00	8.0	9.5	11.0	12.5 <sup>(2)</sup>	14.0 <sup>(2)</sup>	15.5 <sup>(2)</sup>
0.0005	6.00	8.0	9.5	11.0	12.5 <sup>(2)</sup>	14.0 <sup>(2)</sup>	15.5 <sup>(2)</sup>
0.0004	7.00	8.5	10.5	12.0	12.5 <sup>(2)</sup>	14.0 <sup>(2)</sup>	15.5 <sup>(2)</sup>
0.0003	7.50	9.5	11.5	13.5 <sup>(2)</sup>	13.5 <sup>(2)</sup>	15.5 <sup>(2)</sup>	17.0 <sup>(2)</sup>
0.0002	7.50	9.5	11.5	13.5 <sup>(2)</sup>	15.5 <sup>(2)</sup>	17.0 <sup>(2)</sup>	19.0 <sup>(2)</sup>
0.0001	8.00	10.0	12.5 <sup>(2)</sup>	14.5 <sup>(2)</sup>	16.5 <sup>(2)</sup>	18.5 <sup>(2)</sup>	20.5 <sup>(2)</sup>

1.- Espesor menor a 6 pulgadas.

2.- Espesor mayor a 12 pulgadas, se recomienda uso de subbase.

Tabla 7.11 – Variación de costos de base para diferentes NE, método AASHTO.  
(Elaboración propia)

Permeabilidad cm/s	Variación (%)						
	0.79 pulg.	0.98 pulg.	1.18 pulg.	1.38 pulg.	1.57 pulg.	1.77 pulg.	1.97 pulg.
0.5	42.65	49.44	52.56	46.56	42.13	44.77	47.99
0.4	42.65	49.44	52.56	46.56	42.13	44.77	47.99
0.3	36.11	28.09	30.76	33.72	28.83	30.53	32.61
0.2	36.11	28.09	30.76	33.72	28.83	30.53	32.61
0.1	13.42	15.86	16.97	11.43	13.22	14.17	15.32
0.09	13.42	15.86	16.97	11.43	13.22	14.17	15.32
0.08	13.42	15.86	16.97	11.43	13.22	14.17	15.32
0.07	-0.19	1.95	10.00	4.02	-0.37	5.22	5.73
0.06	-0.19	1.95	10.00	4.02	4.81	5.22	5.73
0.05	-0.19	-7.32	0.00	-5.44	4.81	5.22	5.73
0.04	-0.19	-7.32	0.00	-5.44	-4.72	-4.34	-3.88
0.03	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
0.02	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
0.01	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
0.009	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
0.008	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
0.007	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
0.006	0.00	0.00	6.45	5.46	0.00	4.36	3.89
0.005	0.00	0.00	6.45	5.46	0.00	4.36	3.89
0.004	0.00	0.00	6.45	5.46	0.00	4.36	3.89
0.003	9.29	7.34	12.92	10.93	4.74	8.73	7.80
0.002	9.29	7.34	12.92	10.93	4.74	8.73	7.80
0.001	3.83	8.97	13.44	10.61	8.55	11.64	9.86
0.0009	3.83	8.97	13.44	10.61	8.55	11.64	9.86
0.0008	3.83	8.97	13.44	10.61	8.55	11.64	9.86
0.0007	3.83	8.97	13.44	10.61	8.55	11.64	9.86
0.0006	3.83	8.97	13.44	10.61	8.55	11.64	9.86
0.0005	3.83	8.97	13.44	10.61	8.55	11.64	9.86
0.0004	8.79	3.79	12.59	8.36	5.27	11.19	8.39
0.0003	16.77	16.43	23.77	22.57	21.74	22.61	22.01
0.0002	16.77	16.43	23.77	22.57	21.74	22.61	22.01
0.0001	24.79	22.78	35.02	32.12	30.06	34.15	32.35

Comparativamente, al igual que mediante el método del Manual de Carreteras es posible observar un comportamiento bastante similar:

- Para los costos de base particulares presentados los óptimos de diseño se ubican generalmente en permeabilidades cercanas a los 0.04 cm/s, con variaciones que rondan los 5%.
- Es posible notar que para los números estructurales destinados a la base de 25 mm y 50 mm, los espesores resultantes están tanto por debajo del mínimo como por sobre el máximo recomendados por AASHTO.
- Las bases consideradas drenantes (k mayor o igual a 0.35 cm/s) el precio considerado genera costos totales altos, a pesar de generar tiempos de drenaje considerados excelentes (mi: 1.35).
- Al igual que por el método descrito en el MC, en ningún caso un material de menor calidad (coeficientes de permeabilidad bajos), genera una disminución notable de los costos.

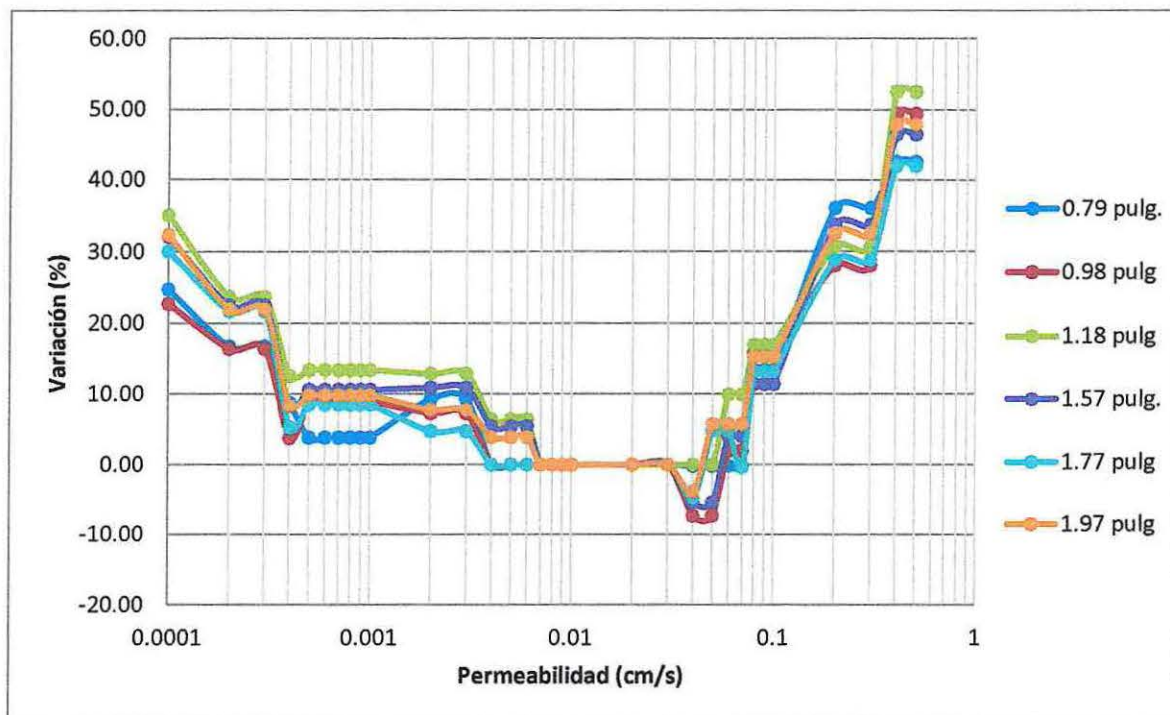


Figura 7.4 – Variación costo total de la base para diferentes NE, método AASHTO.  
(Elaboración propia)

## 7.5 Variación de los coeficientes de drenaje

Los coeficientes de drenaje por medio del Manual de Carreteras dependen del tipo de subrasante, de la precipitación característica de la zona y del material fino presente en la base, por lo que no varían al modificar tanto el número estructural destinado a la capa drenante como la geometría de la misma. Caso contrario es el método AASHTO que considera estos datos directamente para determinar los valores de estos coeficientes.

En el capítulo VI, al estudiar la variación del diseño para distintos valores de permeabilidad de la base ( $K$ ), fue posible observar que a pesar de que todos los diseños iniciaron con la misma geometría preliminar, una vez realizado el proceso iterativo de diseño, cambiaban los espesores, longitudes resultantes y tiempos a drenar, pero en relación al valor final del coeficiente de drenaje éste no variaba considerablemente.

Esto fue corroborado al generar múltiples diseños, esta vez para diferentes números estructurales destinados a la base (sección 7.4) donde a pesar que los espesores variaron por ejemplo desde 4.5 pulgadas hasta 11.5 pulgadas, para una permeabilidad de 0.5 cm/s, la longitud resultante y espesor final no fueron lo bastante predominantes para variar considerablemente el tiempo a drenar para cada uno de los casos.

Tabla 7.12 – Variación de los tiempos a drenar. (Elaboración propia)

Permeabilidad (cm/s)	Tiempo a drenar (hr)					
	Modelo	Lo Orozco	20 mm	25 mm	Calidad	mi
0.5	0.56	0.54	0.51	0.54	excelente	1.35
0.4	0.68	0.66	0.62	0.66	excelente	1.35
0.3	0.89	0.84	0.80	0.84	excelente	1.30
0.2	1.29	1.22	1.16	1.22	excelente	1.30
0.1	2.53	2.33	2.21	2.33	Bueno	1.25
0.09	2.72	2.51	2.39	2.51	Bueno	1.25
0.08	2.97	2.74	2.60	2.74	Bueno	1.25
0.07	3.28	3.03	2.95	2.97	Bueno	1.20
0.06	3.70	3.41	3.32	3.35	Bueno	1.20
0.05	4.29	3.96	3.85	3.88	Bueno	1.20
0.04	5.17	4.77	4.64	4.68	Bueno	1.20
0.03	6.27	6.01	6.07	5.91	Bueno	1.15
0.02	9.54	8.67	8.76	8.52	Bueno	1.15
0.01	18.32	16.64	16.81	16.36	Bueno	1.15
0.009	20.27	18.41	18.60	18.10	Bueno	1.15
0.008	22.70	20.63	20.84	20.28	Bueno	1.15
0.007	25.84 <sup>(1)</sup>	23.48	23.72	23.08	Bueno	1.15
0.006	29.77	26.81	28.05	26.39	Regular	1.10
0.005	35.57	32.03	33.52	31.53	Regular	1.10
0.004	44.28	39.87	41.72	39.25	Regular	1.10
0.003	58.79	53.40	55.91	53.40	Regular	1.05
0.002	87.80	79.75	83.51	79.75	Regular	1.05
0.001	173.66 <sup>(2)</sup>	161.82	163.56	164.73	Regular	1.00
0.0009	192.88	179.73	181.65	182.95	pobre	1.00
0.0008	216.89	202.10	204.27	205.73	pobre	1.00
0.0007	247.77	230.88	233.35	235.02	pobre	1.00
0.0006	288.94	269.24	272.12	274.07	pobre	1.00
0.0005	346.58	322.95	326.41	328.74	pobre	1.00
0.0004	420.41	418.56	425.57	407.83	pobre	0.90
0.0003	532.28	565.64	566.08	567.18	pobre	0.80
0.0002	798.07	848.10	848.76	850.40	muy pobre	0.80
0.0001	1,568.35	1,699.91	1,459.76	17,006.00	muy pobre	0.75

1.- Valor mayor a 24 horas, considerado como regular mi = 1.15.

2.- Valor mayor a 168 horas, considerado como pobre mi = 1.00.

Tabla 7.12 – Variación de los tiempos a drenar. (Continuación)

Permeabilidad (cm/s)	Tiempo a drenar (hr)					Calidad	mi
	30 mm	35 mm	40 mm	45 mm	50 mm		
0.5	0.56	0.56	0.57	0.63	0.68	excelente	1.35
0.4	0.68	0.69	0.69	0.76	0.83	excelente	1.35
0.3	0.86	0.88	0.89	0.94	0.99	excelente	1.30
0.2	1.26	1.29	1.30	1.37	1.44	excelente	1.30
0.1	2.41	2.50	2.54	2.67	2.79	Bueno	1.25
0.09	2.60	2.69	2.74	2.87	3.00	Bueno	1.25
0.08	2.83	2.93	2.99	3.13	3.27	Bueno	1.25
0.07	3.13	3.22	3.27	3.45	3.62	Bueno	1.20
0.06	3.47	3.63	3.69	3.89	4.08	Bueno	1.20
0.05	4.02	4.21	4.27	4.50	4.73	Bueno	1.20
0.04	4.84	5.07	5.15	5.43	5.70	Bueno	1.20
0.03	6.12	6.41	6.61	6.69	6.76	Bueno	1.15
0.02	8.83	9.25	9.54	9.64	9.75	Bueno	1.15
0.01	16.95	17.76	18.32	18.51	18.71	Bueno	1.15
0.009	18.76	19.65	20.27	20.49	20.71	Bueno	1.15
0.008	21.02	22.02	22.70	22.95	23.20	Bueno	1.15
0.007	23.92 <sub>(1)</sub>	25.06	25.84	26.12	26.40	Regular	1.15
0.006	27.79	28.71	29.77	30.22	30.67	Regular	1.10
0.005	33.20	34.30	35.57	36.11	36.65	Regular	1.10
0.004	41.33	42.70	44.28	44.95	45.61	Regular	1.10
0.003	53.85	55.72	58.39	57.15	55.92	Regular	1.05
0.002	80.43	83.23	87.21	85.36	83.52	Regular	1.05
0.001	154.99	163.18	170.96 <sub>(2)</sub>	168.64	166.31	Regular	1.00
0.0009	172.13	181.24	189.87	187.29	184.71	pobre	1.00
0.0008	193.57	203.80	213.51	210.61	207.71	pobre	1.00
0.0007	221.12	232.82	243.91	240.60	237.28	pobre	1.00
0.0006	257.87	271.50	284.44	280.57	276.71	pobre	1.00
0.0005	309.30	325.66	341.18	336.54	331.91	pobre	1.00
0.0004	403.51	392.60	413.26	427.03	440.80	pobre	0.90
0.0003	543.54	537.78	532.28	562.01	591.74	pobre	0.80
0.0002	814.96	806.32	798.07	842.65	887.23	muy pobre	0.80
0.0001	1,695.46	1,656.55	1,543.84	1,535.08	1,526.33	muy pobre	0.75

1.- Valor menor a 24 horas, considerado como bueno mi = 1.15.

2.- Valor mayor a 168 horas, considerado como pobre mi = 1.00.

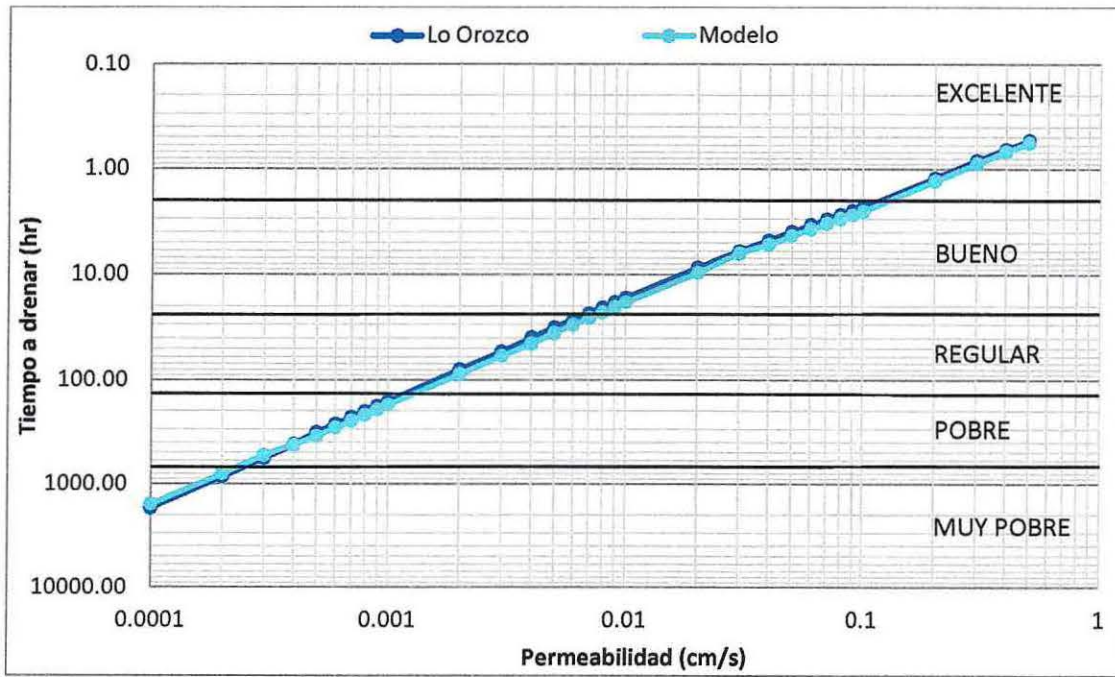


Figura 7.5 – Variación del tiempo a drenar. (Elaboración propia)

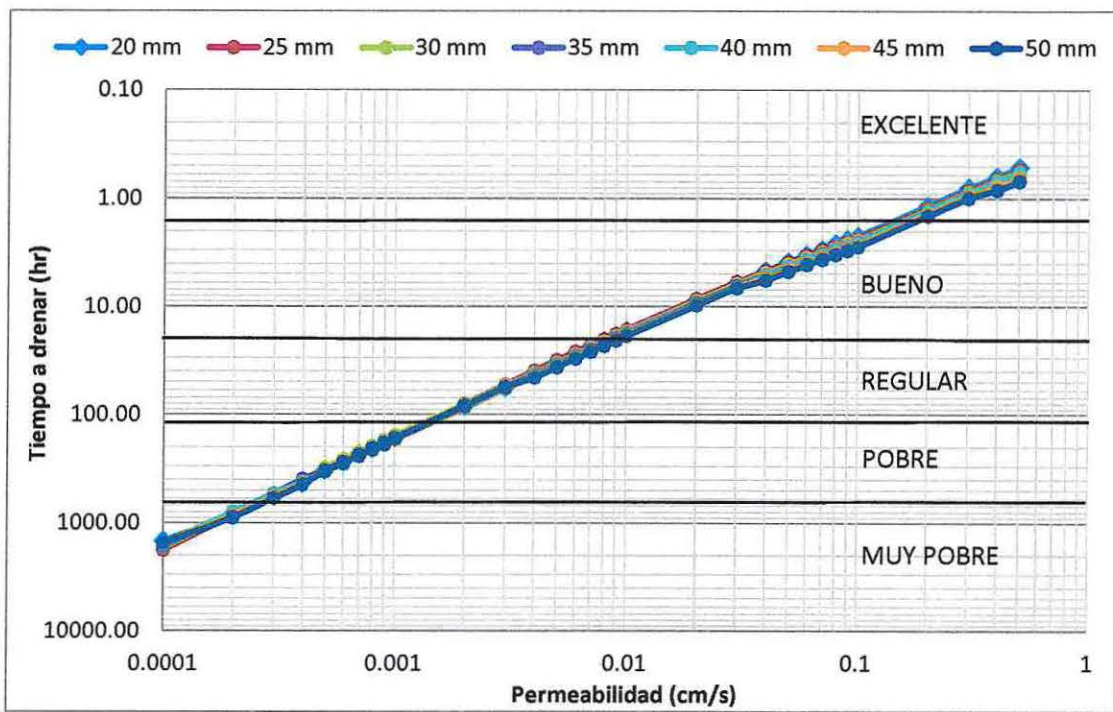


Figura 7.6 – Variación del tiempo a drenar para diferentes NE destinados a la base. (Elaboración propia)

## 7.6 Efecto de la longitud resultante

En algunas ocasiones el perfil transversal de un pavimento puede variar por efecto del trazado en planta, como por los efectos de las curvas horizontales, donde el bombeo puede verse afectado por el peralte necesario, o por necesidad expresa para el vaciado de las aguas que podrían saturar la estructura.

Por esta razón se debe considerar un cambio en el perfil transversal y por ende la longitud resultante para el cálculo del tiempo a drenar, a diferencia del capítulo anterior donde esta variación porcentualmente era menor y no afectaba de gran manera, en este caso el aumento considerado puede ser de hasta por sobre el doble del original.



Figura 7.7 – Perfiles transversales de pavimento. [15]

Considerando el nuevo perfil (n° 2 de la Figura 7.7), la longitud a recorrer por la partícula de agua comenzará en el hombro del extremo superior de la base para luego evacuar por el pie del talud inferior. Es necesario recordar que este procedimiento solo es útil para el método descrito en AASHTO, ya que el Manual de Carreteras no contempla la geometría del trazado para la determinación del coeficiente de drenaje.

Lo primero que se puede observar es la disminución del tiempo a drenar (figura 7.8).

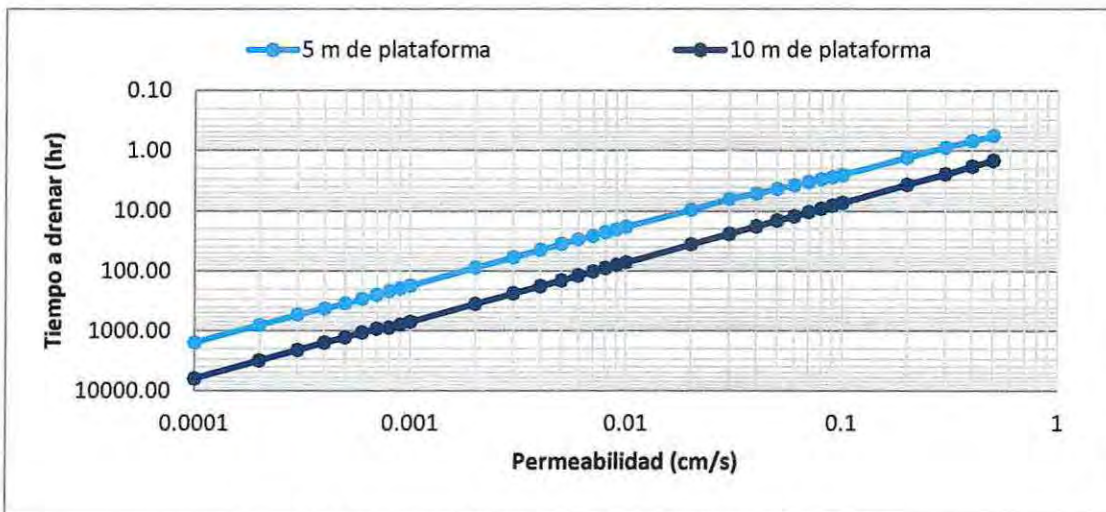


Figura 7.8 – Variación del tiempo a drenar. (Elaboración propia)

Este aumento del tiempo a drenar disminuye los coeficientes de drenaje, por consecuencia aumenta los espesores de diseño (Figura 7.9), y genera un efecto muy similar a lo ocurrido a la Ruta Lo Orozco, ya que al contemplar espesores más gruesos y un variación relativa menor, para iguales precios unitarios considerados (Anexo B) la optimización es menos notoria, incluso llegando a ser el óptimo un rango de permeabilidades mucho mayor (desde 0.01 cm/s a 0.05 cm/s; Figura 7.10).

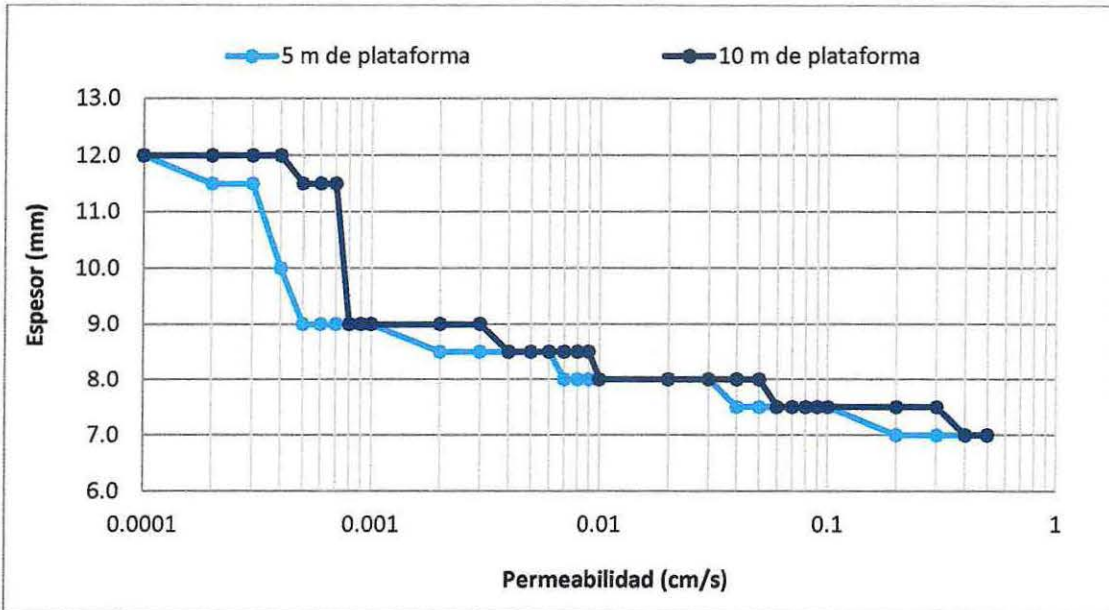


Figura 7.9 – Variación de los espesores de diseño. (Elaboración propia)

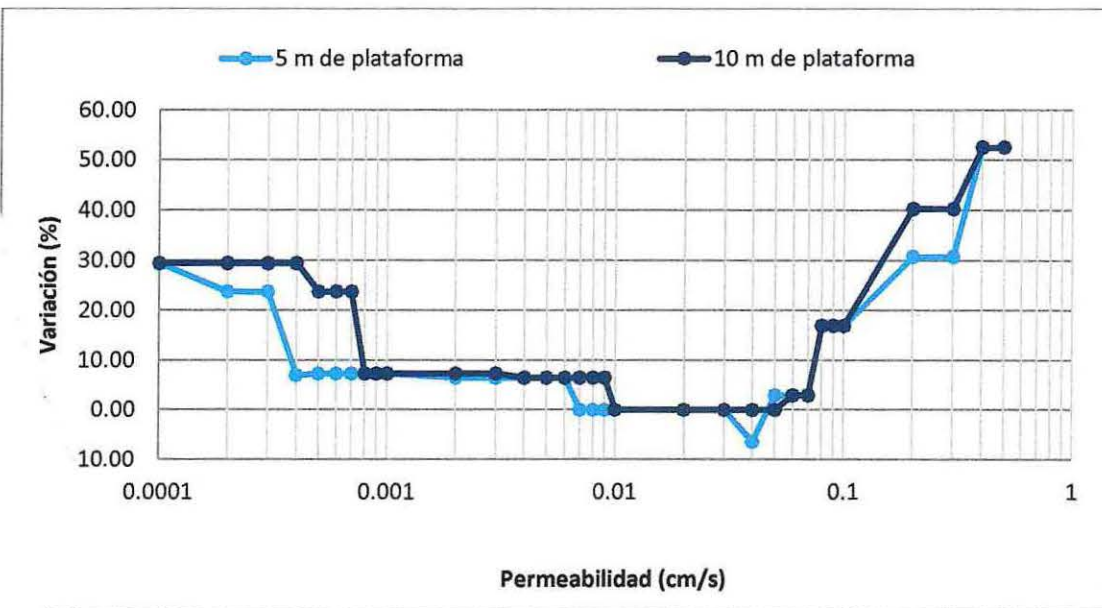


Figura 7.10 – Variaciones de los costos totales. (Elaboración propia)

## 7.7 Bases permeables

El método del Manual de Carreteras estima que para considerar permeable una base granular basta con un porcentaje de material fino presente menor a 3% y/o una permeabilidad mayor o igual a 0.01cm/s. Es posible observar que existe una gran diferencia con AASHTO que estipula un 0% de material fino y permeabilidad mínima de 0.35 cm/s.

Además al evaluar el coeficiente de drenaje de diseño ( $m_i$ ), para el Manual de Carreteras, en todos los casos, si se considera una base drenante o permeable este valor oscila entre 1.35 – 1.40 (Tabla 4.4), independiente de la geometría de la capa o tiempos en que la estructura estará con porcentajes de humedad próximos a la saturación. AASHTO en contraparte al considerar estos valores (geometría y tiempo de saturación), las bases drenantes a pesar de poseer nula cantidad de fino y alta permeabilidad (calidad de drenaje considerada excelente), solo podrá estimar un coeficiente de permeabilidad ( $m_i$ ) entre 1.35 y 1.40 si el porcentaje de tiempo cercano a la saturación es menor a 1% (es decir 3 días de lluvia y nieve en el año; Tabla 4.3) llegando incluso a considerarse un valor de 1.20 para porcentajes mayores a 25%.

Otra gran diferencia notable entre ambos métodos y sus exigencias, es que al evaluar las granulometrías la base permeable expuesta por AASHTO (sección 4.3.4), el menor porcentaje de materiales finos exigidos, no cumplen con las bandas granulométricas TM – 50 B, TM- 50 C y TM – 25 destinadas para base según el Manual de Carreteras, lo que en la práctica no las harían recomendables para su uso.

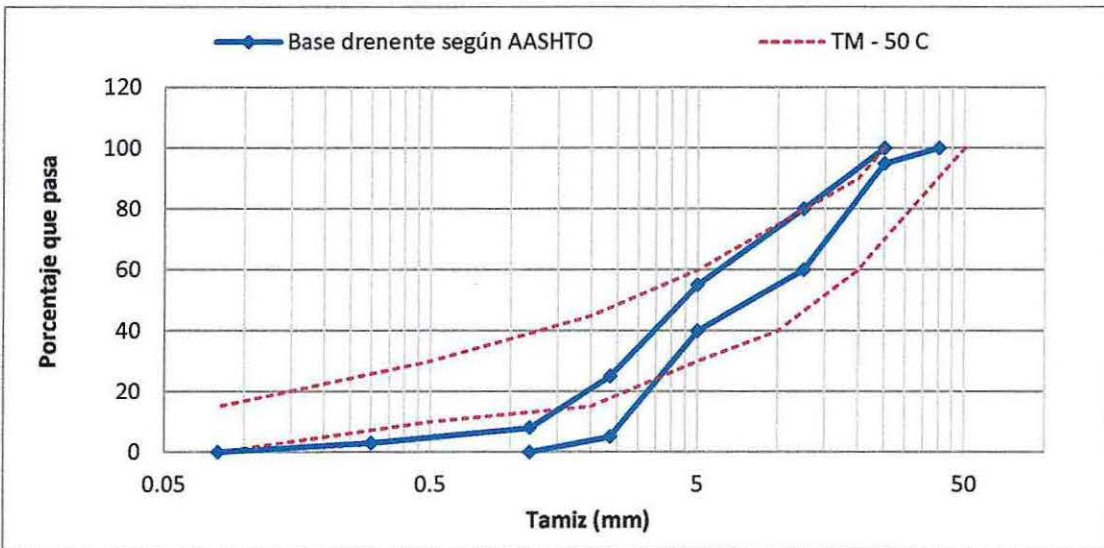


Figura 7.11 – Comparación base drenante AASHTO - banda granulométrica TM – 50 C.  
(Elaboración Propia)

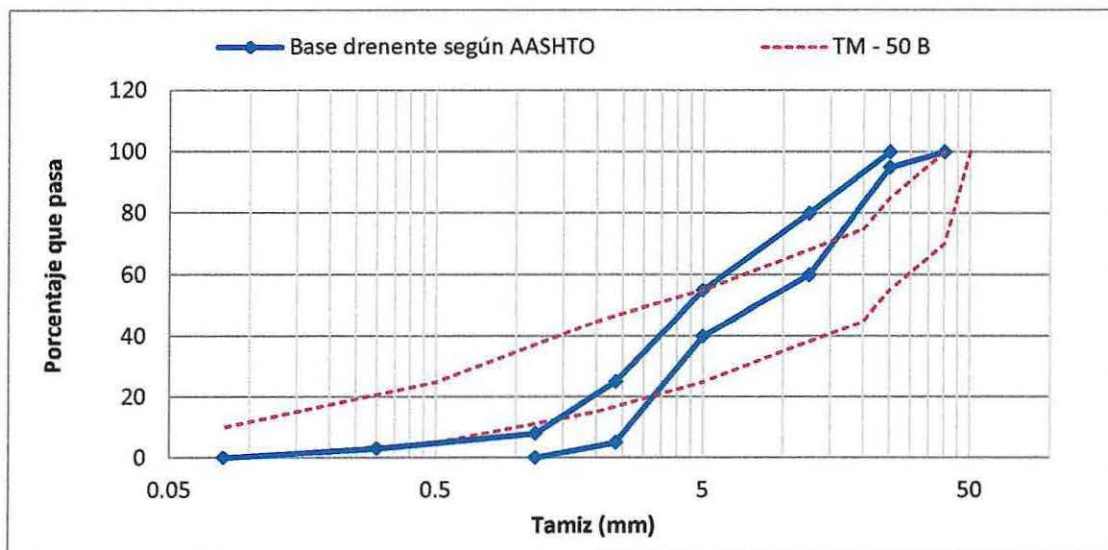


Figura 7.12 – Comparación base drenante AASHTO - banda granulométrica TM – 50 B. (Elaboración Propia)

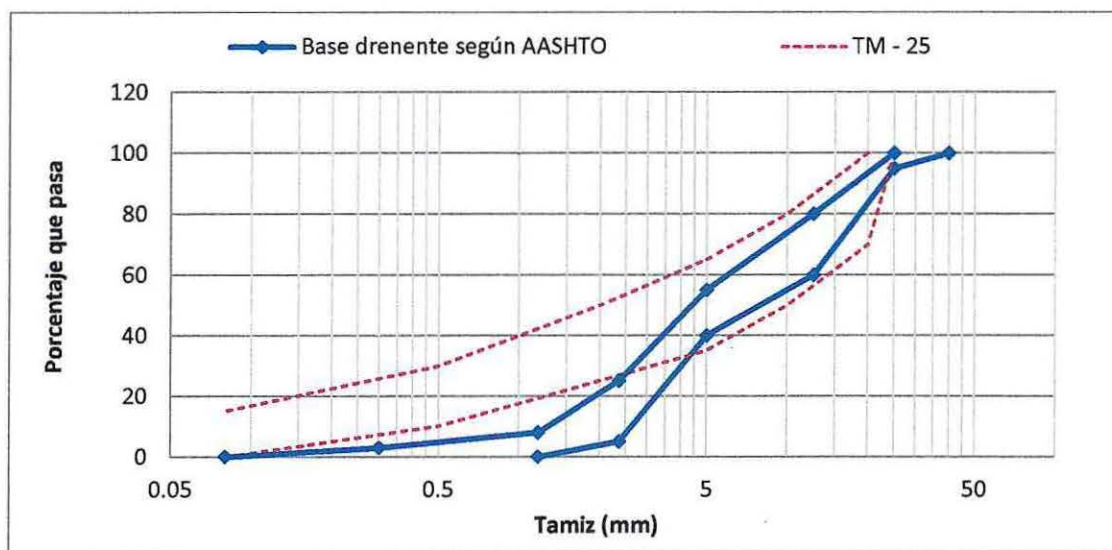


Figura 7.13 – Comparación base drenante AASHTO - banda granulométrica TM – 25. (Elaboración Propia)

## 7.8 Costos totales

Mediante la variación de los costos totales de ambos métodos, siempre fue posible ver una tendencia entre los resultados, para bases de muy buena calidad, bajo material fino y permeabilidades altas, los espesores de diseño a pesar de ser menores, el alto costo no permitía disminuir el costo total, y para bases con alto contenido de material fino y permeabilidades bajas, el costo total se ve encarecido por un espesor final alto. Llegando a tal magnitud de ser necesario el uso de subbase granular o más de una capa de base, generando también costos adicionales.

Pero en retrospectiva permite analizar estos costos, mediante los volúmenes totales de material es posible en base al costo original (para base de 8% de material fino y permeabilidad 0.02 cm/s), determinar los valores para los cuales la variación pudiese ser nula y por este ejercicio determinar el precio máximo que debería tener la base granular para cada variable.

Tabla 7.13 – Análisis de costos totales, método MC. (Elaboración propia)

% Fino base	Volumen total	Precio unitario	Variación	Precio máximo	Variación
0	2.166	\$40,000	67.0	\$23,948	0.0
1	2.166	\$35,000	46.1	\$23,948	0.0
2	2.166	\$30,000	25.3	\$23,948	0.0
3	2.166	\$30,000	25.3	\$23,948	0.0
4	2.486	\$20,000	-4.1	\$20,863	0.0
5	2.486	\$20,000	-4.1	\$20,863	0.0
6	2.594	\$20,000	0.0	\$20,000	0.0
7	2.594	\$20,000	0.0	\$20,000	0.0
8	2.594	\$20,000	0.0	\$20,000	0.0
9	2.594	\$20,000	0.0	\$20,000	0.0
10	2.594	\$20,000	0.0	\$20,000	0.0
11	3.905	\$15,000	12.9	\$13,283	0.0
12	4.017	\$15,000	16.1	\$12,915	0.0
13	4.128	\$15,000	19.4	\$12,566	0.0
14	4.240	\$15,000	22.6	\$12,235	0.0
15	4.465	\$15,000	29.1	\$11,619	0.0

En este análisis es necesario observar que para porcentajes de material fino sobre 10% el espesor final de la capa está por sobre los 300 mm, por lo que se debe considerar el costo adicional por concepto de uso de subbase o una doble capa de base granular.

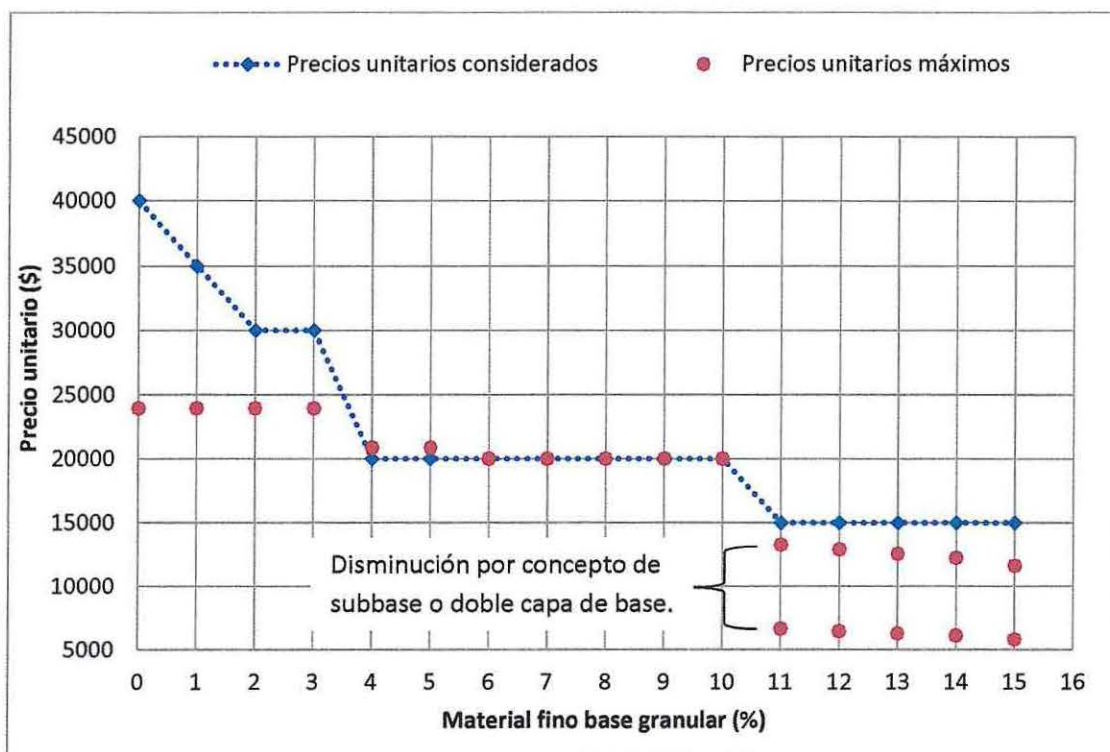


Figura 7.14 – Relación de costos totales, MC. (Elaboración propia)

Tabla 7.14 – Análisis de costos totales, método AASHTO. (Elaboración propia)

Permeabilidad de la base (cm/s)	Volumen total	Precio unitario	Variación	Precio máximo	Variación
0.5	1.825	\$35,000	52.56	\$22,942	0.0
0.4	1.825	\$35,000	52.56	\$22,942	0.0
0.3	1.825	\$30,000	30.76	\$22,942	0.0
0.2	1.825	\$30,000	30.76	\$22,942	0.0
0.1	1.959	\$25,000	16.97	\$21,373	0.0
0.09	1.959	\$25,000	16.97	\$21,373	0.0
0.08	1.959	\$25,000	16.97	\$21,373	0.0
0.07	1.959	\$22,000	2.93	\$21,373	0.0
0.06	1.959	\$22,000	2.93	\$21,373	0.0
0.05	1.959	\$22,000	2.93	\$21,373	0.0
0.04	1.959	\$20,000	-6.42	\$21,373	0.0
0.03	2.094	\$20,000	0.00	\$20,000	0.0
0.02	2.094	\$20,000	0.00	\$20,000	0.0
0.01	2.094	\$20,000	0.00	\$20,000	0.0

Tabla 7.14 – Análisis de costos totales, método AASHTO. (Continuación)

Permeabilidad de la base (cm/s)	Volumen total	Precio unitario	Variación	Precio máximo	Variación
0.009	2.094	\$20,000	0.00	\$20,000	0.0
0.008	2.094	\$20,000	0.00	\$20,000	0.0
0.007	2.094	\$20,000	0.00	\$20,000	0.0
0.006	2.229	\$20,000	6.45	\$18,789	0.0
0.005	2.229	\$20,000	6.45	\$18,789	0.0
0.004	2.229	\$20,000	6.45	\$18,789	0.0
0.003	2.229	\$20,000	6.45	\$18,789	0.0
0.002	2.229	\$20,000	6.45	\$18,789	0.0
0.001	2.364	\$19,000	7.27	\$17,712	0.0
0.0009	2.364	\$19,000	7.27	\$17,712	0.0
0.0008	2.364	\$19,000	7.27	\$17,712	0.0
0.0007	2.364	\$19,000	7.27	\$17,712	0.0
0.0006	2.364	\$19,000	7.27	\$17,712	0.0
0.0005	2.364	\$19,000	7.27	\$17,712	0.0
0.0004	2.637	\$17,000	7.04	\$15,883	0.0
0.0003	3.049	\$17,000	23.77	\$13,735	0.0
0.0002	3.049	\$17,000	23.77	\$13,735	0.0
0.0001	3.187	\$17,000	29.39	\$13,139	0.0

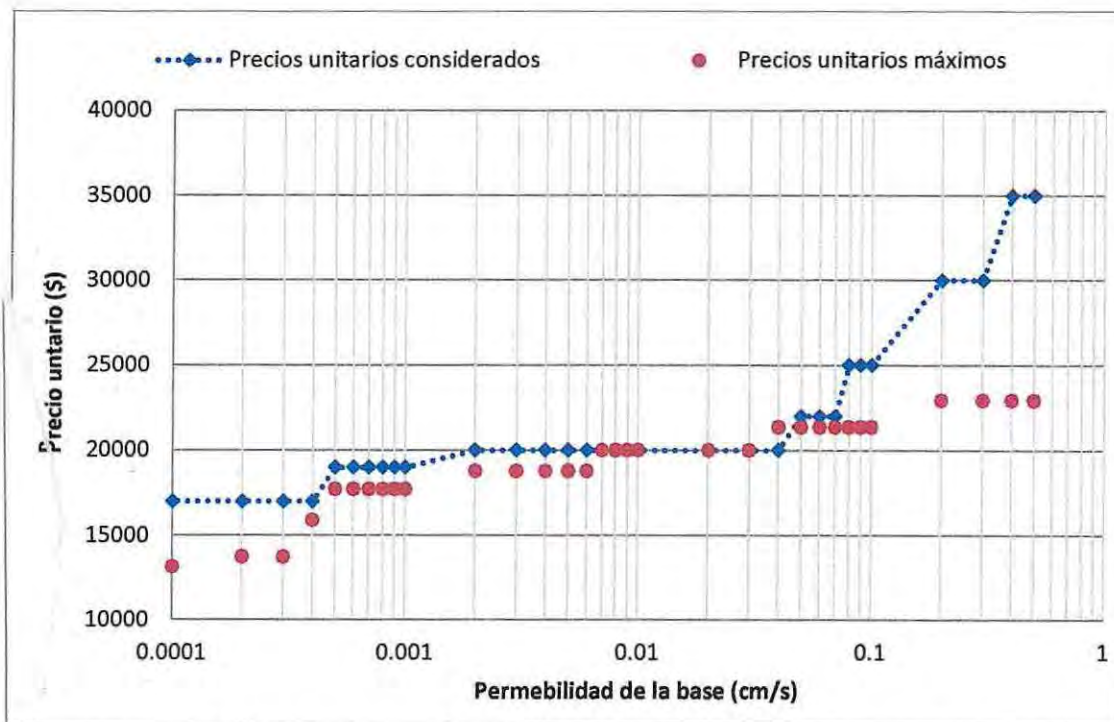


Figura 7.15 – Relación de costos totales, AASHTO. (Elaboración propia)

## Capítulo VIII

### Conclusiones y Comentarios

El número estructural (NE; sección 3.1.1.5) obtenido a través del Manual de Carreteras no presenta diferencias significativas al conseguido por medio de AASHTO (SN; numeral 3.1.3.6), a pesar que las ecuaciones para obtenerlos son distintas, los parámetros utilizados para cada método son los mismos (considerando los cambios de unidad y medida), y ninguno depende de la características drenantes de las bases granulares.

Los diseños que satisfacen el número estructural fueron distintos según el método utilizado. A pesar que el criterio de diseño es el mismo, es decir, a partir del NE total se determina el número estructural destinado a la capa asfáltica ( $NE_A$  o  $SN_1$ , según método), para luego la diferencia entre ambos destinarla a las capas granulares (Capítulo V). La diferencia proviene de la obtención del número estructural destinado a la capa asfáltica, donde el Manual de Carreteras ni siquiera considera las capas no ligadas en su determinación (numeral 6.1) y AASHTO sólo contempla el módulo elástico de la capa de base (sección 6.2).

Al estudiar la determinación de los coeficientes de drenaje, es posible encontrar más de una diferencia entre ambas técnicas. El Manual de Carreteras lo estima en base a tres parámetros: precipitación característica de la zona, tipo de subrasante y porcentaje de material fino presente en la base, donde las dos primeras son propias de la zona de estudio y sólo la última será relacionada a una característica de la base granular (Tabla 4.4). AASHTO en contraparte los estima a través de un análisis más acabado, llamado tiempo a drenar (sección 4.4), donde los coeficientes de drenaje dependen del porcentaje de tiempo en que la estructura se encontrará con humedades próximas a la saturación y calidad del drenaje (Tabla 4.3). En que el porcentaje de tiempo próximo a la saturación es propio de la zona de estudio y no guarda relación a las capacidades drenantes de la estructura (Ecuación 4.7), pero la calidad drenante es función tanto del coeficiente de permeabilidad ( $K$ ) y la geometría de la capa de base granular. Por lo que al evaluar los coeficientes de drenaje para una misma base es posible encontrar distintos valores por el método AASHTO y Manual de Carreteras respectivamente.

Dado que el porcentaje de material fino y el coeficiente de permeabilidad no tienen una relación directa, ya que es posible encontrar bases que posean gran cantidad de finos y alta permeabilidad (como una grava bien graduada sucia), es muy difícil poder relacionar estos dos parámetros sin contar con más información como: la granulometría, porosidad y/o relación de vacíos. Por lo que se sugiere llevar a cabo una buena clasificación del suelo (AASHTO y USCS; numeral 2.3.3) y contar con un análisis de permeabilidad medido en laboratorio, para complementar la obtención del coeficiente de drenaje.

El número estructural destinado a las capas asfálticas es determinado por parámetros diferentes, según el método aplicado (Capítulo V), para el Manual de Carreteras será función de los ejes equivalentes de diseño ( $EE$ ), factor de confiabilidad ( $F_R$ ), temperatura media anual ponderada del aire ( $TMAPA$ ) y módulo resiliente de la subrasante ( $M_R$ ), factores que no están conectados a las capacidades permeables de la base granular. Por lo que el método del Manual de Carreteras no permite disminuir el espesor de la capa asfáltica al mejorar la capacidad drenante de la base granular.

En el caso de AASHTO, el número estructural destinado a la carpeta asfáltica es determinado a través del número de aplicaciones de ejes simples de rueda doble ( $W_{18}$ ), pérdida de serviciabilidad ( $\Delta PSI$ ), coeficientes estadísticos que dependen del nivel de confianza adoptado ( $S_0$  y  $Z_R$ ) y módulo elástico de la base granular, (Sección 5.2). El estudio de los coeficientes de drenaje y su contribución a la capacidad aportante de las bases granulares, no permite demostrar una relación entre los módulos elásticos y permeabilidad de las capas no ligadas, por lo que la variación del espesor de las capas de asfalto, no es posible de determinar sin un estudio más acabado de los módulos elásticos de las capas granulares.

El efecto de la variación de la geometría de la capa drenante no es visible al considerar el mismo perfil transversal, dado que al variar el espesor de la base, la longitud resultante (distancia que debe recorrer la partícula de agua desde que ingresa a la capa, hasta que es evacuada) no genera alteraciones en la determinación del coeficiente de drenaje (no produce cambios importantes en el tiempo a drenar, sección 7.5). Pero al comparar dos perfiles distintos (Figura 7.7), dónde la variación de la longitud resultante sufre cambios importantes (punto 7.6), los tiempos a drenar aumentan considerablemente, modificando los coeficientes de drenaje y finalmente los espesores de diseño. El Manual de Carreteras al no considerar la geometría de la base drenante (granular) podría pasar por alto situaciones que ameriten un espesor mayor al determinado, que podría verse reflejado en un daño prematuro de la estructura.

Las bases drenantes o permeables son una de las diferencias más notables que podrían existir al comparar estos métodos de diseño, tanto así que para AASHTO, una base drenante del Manual de Carreteras no sería más que una base con buenas características permeables, como para el Manual de Carreteras una base drenante AASHTO no podría ser utilizada, pues no cumple con las granulometrías dispuestas para base granular (sección 7.7). Por esta razón muchas veces, bases de excelentes características permeables pueden ser contaminadas con materiales finos con el único propósito de satisfacer las exigencias del Manual de Carreteras.

Al evaluar los costos finales, es decir considerando los precios unitarios de cada capa, es posible observar una tendencia: las bases de mala calidad drenante (alto porcentaje de material fino para Manual de Carreteras y bajo coeficiente de drenaje para AASHTO) a pesar de su menor costo en ningún caso optimizaría el diseño ya que contemplan volúmenes totales altos; y las capas con buenas características drenantes (porcentajes mínimos de material fino y alta permeabilidad) a pesar de sus volúmenes pequeños, contemplan costos totales altos por su elevado precio (Figuras 6.4 y 6.7).

Esta tendencia es posible de observar incluso al variar el número estructural destinado a las capas granulares (sección 7.4), demostrando que el ejercicio de encontrar el óptimo de diseño en función de las características drenantes de las bases granulares, tanto por método AASHTO como por Manual de Carreteras es aplicable a cualquier tipo de camino, es decir, desde caminos nacionales, regionales principales hasta regionales secundarios, indiferente del número estructural de diseño.

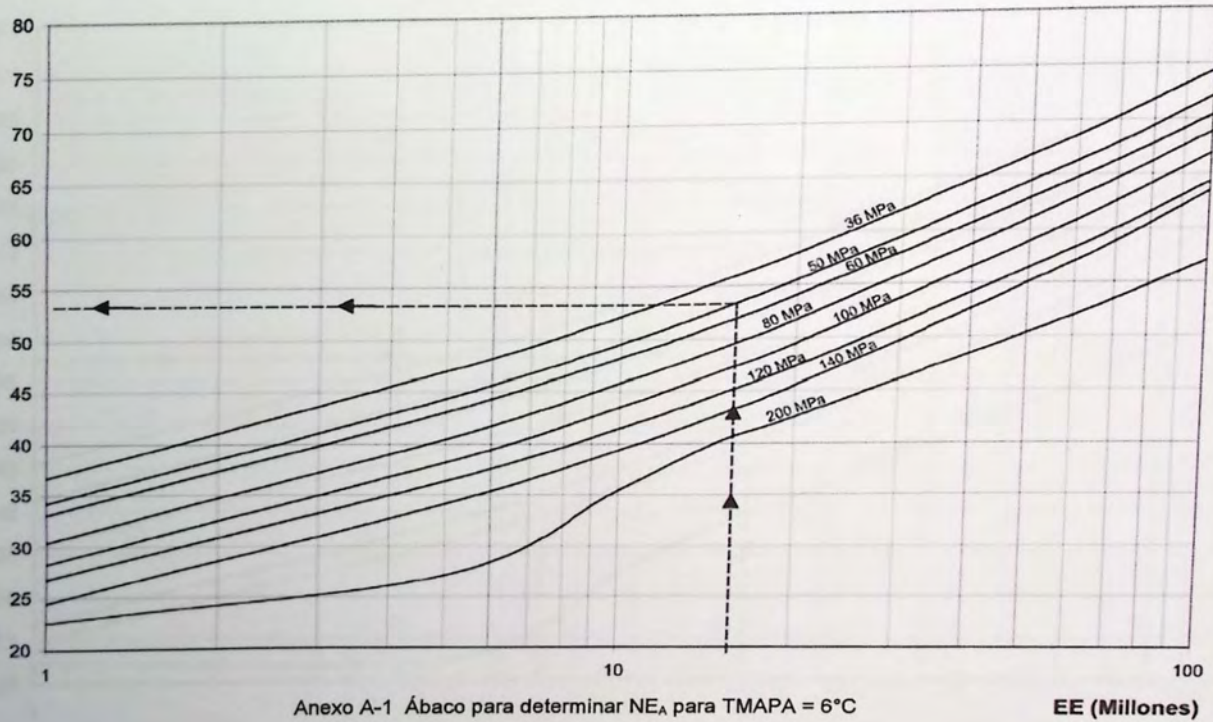
La sensibilidad del diseño de pavimentos asfálticos se vio reflejada en la variación de los coeficientes de drenaje, los cuales modificaron la capacidad aportante de la capa granular, variando los espesores finales y por ende los volúmenes totales, permitiendo encontrar para todos los casos y por ambos métodos, el diseño que cumple con todos los requisitos al menor costo (óptimo de diseño).

## Referencias Bibliográficas

- [1] *Guide for Design of Pavement Structures - 1993, American Association of State Highway and Transportation Officials (AASHTO).*
- [2] *Geotechnical Aspects of Pavements, Reference Manual 1996 - U.S. Department of Transportation Federal Highway Administration.*
- [3] Manual de Carreteras, Volumen 7, "Mantenimiento Vial", Edición 2013. Dirección de vialidad, Ministerio de Obras Públicas.
- [4] Manual de Carreteras, Volumen 8, "Especificaciones y Métodos de Muestreo, Ensaye y Control", Edición 2013. Dirección de vialidad, Ministerio de Obras Públicas.
- [5] Manual de Carreteras, Volumen 5, "Especificaciones Técnicas Generales de Construcción", Edición 2013. Dirección de vialidad, Ministerio de Obras Públicas.
- [6] Documento Técnico, Alfonso Rico Rodríguez - Hermilo del Castillo Mejía. Compactación de Suelos en Obras de Infraestructuras de Transporte, Instituto Mexicano del Transporte, Año 1992.
- [7] Fundamentos de Ingeniería Geotécnica, Braja M. Das, *California State University, Sacramento. Editorial Thomson International, año 2001*
- [8] Mecánica de Suelos, William Lambe. Edición 2 - Editorial Limusa Año 1991
- [9] Manual del Curso de Laboratorista Vial, Laboratorio Nacional de Vialidad, año 2008.
- [10] Estudio Numérico del Comportamiento de suelos Saturados Mediante el Modelo de Plasticidad CAM-CLAY; Capítulo II, Trabajos y Proyectos fin de Estudios de la Escuela Técnica Superior de Ingeniería, Universidad de Sevilla.
- [11] Silvia Angelone - María Teresa Garibay - Marina Cauhapé Casaux. Geología y Geotecnia - Permeabilidad de suelos, Universidad Nacional de Rosario. Facultad de Ciencias Exactas, Ingeniería y Agrimensura, Año 2006
- [12] Alejandra Acuña, Macroporos en el suelo. Global Céspedes. Año 2012
- [13] Porosidad y permeabilidad del suelo. Excelencia en el desarrollo Educativo Schlumberger (S.E.E.D.).
- [14] Manual de Carreteras, Volumen 3, "Instrucciones y Criterios de Diseño", Edición 2013. Dirección de vialidad, Ministerio de Obras Públicas.
- [15] Manual de Carreteras, Volumen 4 "Planos de Obras Tipo", Edición 2013. Dirección de vialidad, Ministerio de Obras Públicas.
- [16] Research Report, Herbert Southgate. Sensitivity Study of 1986 AASHTO, Guide for Design of Pavement Structures, Kentucky Transportation Center College of Engineering, University of Kentucky Lexington, 1991.

Nº Estructural (mm)

### TMAPA 6°C



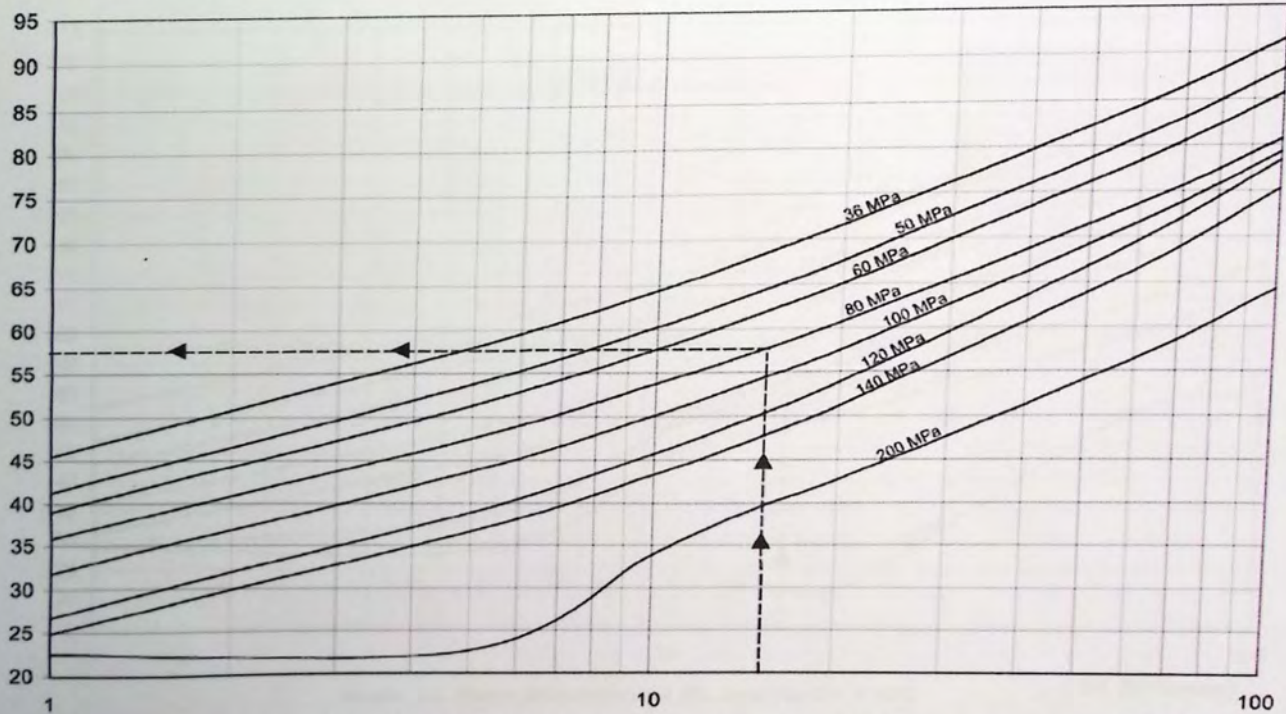
Anexo A-1 Ábaco para determinar  $NE_A$  para TMAPA = 6°C

EE (Millones)

Anexo A

# TMAPA 14°C

Nº Estructural (mm)

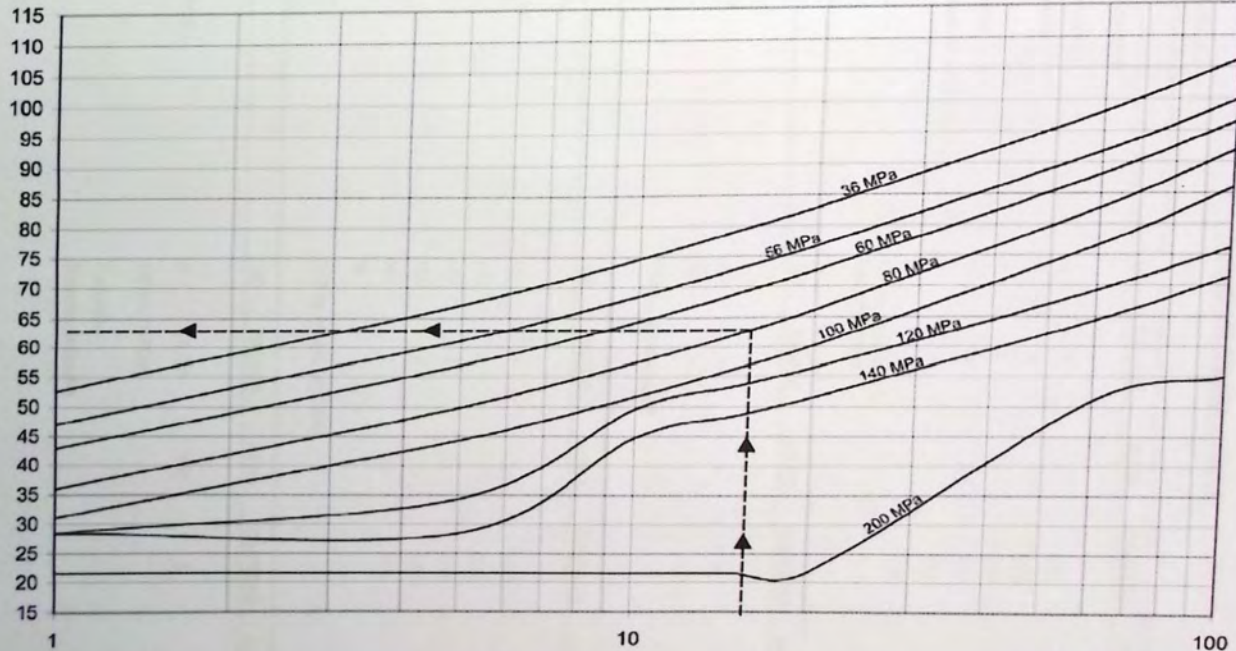


Anexo A-2 Ábaco para determinar  $NE_A$  para TMAPA = 14°C

EE (Millones)

# TMAPA 19°C

Nº Estructural (mm)



Anexo A-3 Ábaco para determinar  $NE_A$  para TMAPA = 19°C

EE (Millones)

**Anexo B**  
**Análisis de precios unitarios**

**Concreto asfáltico**

M3

RESUMEN	UD	FACTOR	REND.	CANTIDAD	P. UNITARIO	P. TOTAL
<b>EQUIPOS Y MAQUINARIA</b>						
Pala cargadora neumática	hr	1	1	0.13	25,000	3,268
Camión basculante 4x4	hr	1	1	0.13	25,000	3,268
Rodillo vibrante	hr	1	1	0.13	70,000	9,150
Extendedora asfáltica	hr	1	1	0.13	150,000	19,608
Compactador neumático autopropulsado	hr	1	1	0.13	90,000	11,765
Camión aljibe	hr	1	1	0.13	15,000	2,010
<b>TOTAL EQUIPOS Y MAQUINARIAS</b>					\$	49,069
<b>MATERIALES</b>						
Emulsión asfáltica	m3	1	1	1	60,000	60,000
Gravilla	m3	1	1	1	25,000	25,000
<b>TOTAL MATERIALES</b>					\$	85,000
<b>MANO DE OBRA</b>						
Jornalero ayudante	HD	1	1	0.20	9,000	1,800
Capataz	HD	1	1	0.15	22,000	3,300
Maestro	HD	1	1	0.18	13,000	2,340
Laboratorista B	HD	1	1	0.20	22,000	4,400
Laboratorista C	HD	1	1	0.20	18,000	3,600
Leyes sociales	%				55	8,492
<b>TOTAL MANO DE OBRA</b>					\$	23,932
<b>OTROS</b>						
Materiales menores	gl	0.001	100	1	120,000	12,000
<b>TOTAL OTROS</b>					\$	12,000
Redondeo					\$	-1
<b>Precio unitario</b>					\$	<b>170,000</b>

Análisis de precios unitarios**Base granular**

M3

RESUMEN	UD	FACTOR	REND.	CANTIDAD	P. UNITARIO	P. TOTAL
<b>EQUIPOS Y MAQUINARIA</b>						
Camión Tolva	hr	1	1	0.05	25,000	1,250
Camión aljibe	hr	1	1	0.05	15,000	750
Rodillo compactador	hr	1	1	0.05	10,000	500
Motoniveladora	hr	1	1	0.05	55,000	2,750
<b>TOTAL EQUIPOS Y MAQUINARIAS</b>					\$	5,250

RESUMEN	UD	FACTOR	REND.	CANTIDAD	P. UNITARIO	P. TOTAL
<b>MATERIALES</b>						
Base granular CBR ≥ 80%	m3	1	1	1	7,000	7,000
<b>TOTAL MATERIALES</b>					\$	7,000

RESUMEN	UD	FACTOR	REND.	CANTIDAD	P. UNITARIO	P. TOTAL
<b>MANO DE OBRA</b>						
Jornalero ayudante	HD	1	1	0.01	9,000	90
Capataz	HD	1	1	0.02	22,000	440
Maestro	HD	1	1	0.02	13,000	260
Laboratorista B	HD	1	1	0.02	22,000	440
Laboratorista C	HD	1	1	0.05	18,000	900
Topógrafo	HD	1	1	0.02	30,000	697
Nivelador	HD	1	1	0.05	18,000	900
Alarife	HD	1	1	0.05	10,000	500
Leyes sociales	%				55	2,325
<b>TOTAL MANO DE OBRA</b>					\$	6,552

RESUMEN	UD	FACTOR	REND.	CANTIDAD	P. UNITARIO	P. TOTAL
<b>OTROS</b>						
Materiales menores	gl	0.001	100	0.1	120,000	1,200
<b>TOTAL OTROS</b>					\$	1,200
Redondeo					\$	-2
<b>Precio unitario</b>					\$	<b>20,000</b>

## Consideraciones de costos totales, Método Manual de Carreteras.

Porcentaje de material fino	Costo original base granular	Variación considerada	Valor final considerado
0	\$20,000	200%	\$40,000
1	\$20,000	175%	\$35,000
2	\$20,000	150%	\$30,000
3	\$20,000	150%	\$30,000
4	\$20,000	100%	\$20,000
5	\$20,000	100%	\$20,000
6	\$20,000	100%	\$20,000
7	\$20,000	100%	\$20,000
8	\$20,000	100%	\$20,000
9	\$20,000	100%	\$20,000
10	\$20,000	100%	\$20,000
11	\$20,000	75%	\$20,000
12	\$20,000	75%	\$15,000
13	\$20,000	75%	\$15,000
14	\$20,000	75%	\$15,000
15	\$20,000	75%	\$15,000

## Consideraciones de costos totales, Método AASHTO.

Permeabilidad de la base (cm/s)	Costo original base granular	Variación considerada	Valor final considerado
0.5	\$20,000	175%	\$35,000
0.4	\$20,000	175%	\$35,000
0.3	\$20,000	150%	\$30,000
0.2	\$20,000	150%	\$30,000
0.1	\$20,000	125%	\$25,000
0.09	\$20,000	125%	\$25,000
0.08	\$20,000	125%	\$25,000
0.07	\$20,000	110%	\$22,000
0.06	\$20,000	110%	\$22,000
0.05	\$20,000	110%	\$22,000
0.04	\$20,000	100%	\$20,000
0.03	\$20,000	100%	\$20,000
0.02	\$20,000	100%	\$20,000
0.01	\$20,000	100%	\$20,000
0.009	\$20,000	100%	\$20,000
0.008	\$20,000	100%	\$20,000
0.007	\$20,000	100%	\$20,000
0.006	\$20,000	100%	\$20,000
0.005	\$20,000	100%	\$20,000
0.004	\$20,000	100%	\$20,000
0.003	\$20,000	100%	\$20,000
0.002	\$20,000	100%	\$20,000
0.001	\$20,000	95%	\$19,000

## Consideraciones de costos totales, Método AASHTO. (Continuación)

<b>Permeabilidad de la base (cm/s)</b>	<b>Costo original base granular</b>	<b>Variación considerada</b>	<b>Valor final considerado</b>
0.0009	\$20,000	95%	\$19,000
0.0008	\$20,000	95%	\$19,000
0.0007	\$20,000	95%	\$19,000
0.0006	\$20,000	95%	\$19,000
0.0005	\$20,000	95%	\$19,000
0.0004	\$20,000	85%	\$17,000
0.0003	\$20,000	85%	\$17,000
0.0002	\$20,000	85%	\$17,000
0.0001	\$20,000	85%	\$17,000

## Anexo C

Método iterativo para determinar espesores finales por AASHTO:

Tabla C.1 – Geometría inicial capa drenante (elaboración propia)

Descripción	Valor	Unidad
Largo capa (W)	5.0	metros
Espesor capa (H)	0.2	metros
Pendiente longitudinal (S)	2.0	%
Bombeo transversal ( $S_x$ )	5.0	%
Longitud resultante ( $L_R$ ) <sup>(1)</sup>	5.385	metros
Pendiente resultante ( $S_R$ ) <sup>(2)</sup>	5.4	%
Factor de pendiente ( $S_1$ ) <sup>(3)</sup>	1.450	
Factor de tiempo (T) <sup>(4)</sup>	0.179	

1.- Ecuación 4.5.

2.- Ecuación 4.6.

3.- Ecuación 4.4.

4.- Figura 4.7.

Considerando la geometría presentada en la tabla C.1, para distintos valores de permeabilidad es posible obtener los distintos tiempos de drenaje:

Tabla C.2 – Variación de la calidad de drenaje. (Elaboración propia)

Permeabilidad (k)		m	Tiempo de drenaje (hr)	Calidad de drenaje
cm/s	m/día			
0.5000	437.00	0.123	0.53	excelente
0.4000	349.60	0.149	0.64	excelente
0.3000	262.20	0.194	0.83	excelente
0.2000	174.80	0.282	1.21	excelente
0.1000	87.40	0.547	2.35	Bueno
0.0900	78.66	0.590	2.53	Bueno
0.0800	69.92	0.643	2.76	Bueno
0.0700	61.18	0.711	3.05	Bueno
0.0600	52.44	0.802	3.44	Bueno
0.0500	43.70	0.929	3.99	Bueno
0.0400	34.96	1.120	4.81	Bueno
0.0300	26.22	1.438	6.18	Bueno
0.0200	17.48	2.074	8.91	Bueno
0.0100	8.74	3.981	17.10	Bueno
0.0090	7.87	4.405	18.93	Bueno
0.0080	6.99	4.935	21.20	Bueno
0.0070	6.12	5.617	24.13	Regular
0.0060	5.24	6.525	28.03	Regular
0.0050	4.37	7.797	33.50	Regular
0.0040	3.50	9.705	41.69	Regular

Tabla C.2 – Variación de la calidad de drenaje. (Continuación)

Permeabilidad (k)		m	Tiempo de drenaje (hr)	Calidad de drenaje
cm/s	m/día			
0.0030	2.62	12.884	55.35	Regular
0.0020	1.75	19.244	82.67	Regular
0.0010	0.87	38.321	164.63	Regular
0.0009	0.79	42.561	182.84	pobre
0.0008	0.70	47.860	205.61	pobre
0.0007	0.61	54.674	234.88	pobre
0.0006	0.52	63.758	273.91	pobre
0.0005	0.44	76.477	328.55	pobre
0.0004	0.35	95.555	410.50	pobre
0.0003	0.26	127.351	547.10	pobre
0.0002	0.17	190.944	820.29	muy pobre
0.0001	0.09	381.721	1639.88	muy pobre

Considerando que la capa de asfalto no variará, pues el número estructural ( $SN_1$ ) que debe colocarse sobre la superficie de base es constante. Es necesario determinar el espesor D2 (ecuación 5.9) y D2\* de la base granular:

Tabla C.3 – Determinación de los espesores de la base granular. (Elaboración propia)

Permeabilidad (cm/s)	mi	D2	D2*
0.5000	1.350	6.610	7.00
0.4000	1.350	6.610	7.00
0.3000	1.300	6.864	7.00
0.2000	1.300	6.864	7.00
0.1000	1.250	7.138	7.50
0.0900	1.250	7.138	7.50
0.0800	1.250	7.138	7.50
0.0700	1.200	7.436	7.50
0.0600	1.200	7.436	7.50
0.0500	1.200	7.436	7.50
0.0400	1.200	7.436	7.50
0.0300	1.150	7.759	7.80
0.0200	1.150	7.759	8.00
0.0100	1.150	7.759	8.00
0.0090	1.150	7.759	8.00
0.0080	1.150	7.759	8.00
0.0070	1.150	7.759	8.00
0.0060	1.100	8.112	8.50
0.0050	1.100	8.112	8.50
0.0040	1.100	8.112	8.50
0.0030	1.050	8.498	8.50
0.0020	1.050	8.498	8.50
0.0010	1.050	8.498	8.50

Tabla C.3 – Determinación de los espesores de la base granular. (Continuación)

Permeabilidad (cm/s)	mi	D2	D2*
0.0009	1.050	8.498	8.50
0.0008	1.000	8.923	9.00
0.0007	1.000	8.923	9.00
0.0006	1.000	8.923	9.00
0.0005	1.000	8.923	9.00
0.0004	0.900	9.915	10.00
0.0003	0.800	11.154	11.50
0.0002	0.800	11.154	11.50
0.0001	0.750	11.897	12.00

Al igual que en el Capítulo V es necesario generar un proceso iterativo de diseño, ya que la variación del espesor de diseño genera cambios tanto en la altura (H), el ancho de la capa (W) y la longitud resultante ( $L_R$ ) de la capa drenante, además de contemplar el derrame propio del material.

Tabla C.4 – Geometría de la capa drenante. (Elaboración propia)

Permeabilidad (cm/s)	W (m) <sub>1</sub>	H (m)	$L_R$ (m) <sub>(1)</sub>	$S_1$	T
0.5000	5.2667	0.1778	5.6724	1.7228	0.153
0.4000	5.2667	0.1778	5.6724	1.7228	0.153
0.3000	5.2667	0.1778	5.6724	1.7228	0.153
0.2000	5.2667	0.1778	5.6724	1.7228	0.153
0.1000	5.2858	0.1905	5.6929	1.6137	0.164
0.0900	5.2858	0.1905	5.6929	1.6137	0.164
0.0800	5.2858	0.1905	5.6929	1.6137	0.164
0.0700	5.2858	0.1905	5.6929	1.6137	0.164
0.0600	5.2858	0.1905	5.6929	1.6137	0.164
0.0500	5.2858	0.1905	5.6929	1.6137	0.164
0.0400	5.2858	0.1905	5.6929	1.6137	0.164
0.0300	5.2972	0.1981	5.7052	1.5550	0.164
0.0200	5.3048	0.2032	5.7134	1.5183	0.173
0.0100	5.3048	0.2032	5.7134	1.5183	0.173
0.0090	5.3048	0.2032	5.7134	1.5183	0.173
0.0080	5.3048	0.2032	5.7134	1.5183	0.173
0.0070	5.3048	0.2032	5.7134	1.5183	0.173
0.0060	5.3239	0.2159	5.7340	1.4342	0.181
0.0050	5.3239	0.2159	5.7340	1.4342	0.181
0.0040	5.3239	0.2159	5.7340	1.4342	0.181
0.0030	5.3239	0.2159	5.7340	1.4342	0.181
0.0020	5.3239	0.2159	5.7340	1.4342	0.181
0.0010	5.3239	0.2159	5.7340	1.4342	0.181

Tabla C.4 – Geometría de la capa drenante. (Continuación)

Permeabilidad (cm/s)	W (m) <sub>1</sub>	H (m)	L <sub>R</sub> (m) <sub>(1)</sub>	S <sub>1</sub>	T
0.0009	5.3239	0.2159	5.7340	1.4342	0.181
0.0008	5.3429	0.2286	5.7545	1.3593	0.189
0.0007	5.3429	0.2286	5.7545	1.3593	0.189
0.0006	5.3429	0.2286	5.7545	1.3593	0.189
0.0005	5.3429	0.2286	5.7545	1.3593	0.189
0.0004	5.3810	0.2540	5.7955	1.2321	0.201
0.0003	5.4382	0.2921	5.8571	1.0828	0.215
0.0002	5.4382	0.2921	5.8571	1.0828	0.215
0.0001	5.4572	0.3048	5.8776	1.0413	2.190

1.- Valor considera derrame de material en proporción 3 horizontal por 2 vertical.

Con la nueva geometría es posible reevaluar al tiempo de drenaje de la capa, estimar coeficiente de drenaje y espesor de diseño.

Tabla C.5 – Evaluación de calidad de la capa drenante. (Elaboración propia)

Permeabilidad (cm/s)	m	Tiempo de drenaje (hr)	Calidad de drenaje	Observación
0.5000	0.1532	0.562	excelente	Mantiene
0.4000	0.1863	0.684	excelente	Mantiene
0.3000	0.2415	0.887	excelente	Mantiene
0.2000	0.3519	1.292	excelente	Mantiene
0.1000	0.6423	2.528	Bueno	Mantiene
0.0900	0.6921	2.724	Bueno	Mantiene
0.0800	0.7542	2.968	Bueno	Mantiene
0.0700	0.8342	3.283	Bueno	Mantiene
0.0600	0.9408	3.703	Bueno	Mantiene
0.0500	1.0900	4.290	Bueno	Mantiene
0.0400	1.3139	5.171	Bueno	Mantiene
0.0300	1.6291	6.412	Bueno	Mantiene
0.0200	2.2975	9.539	Bueno	Mantiene
0.0100	4.4113	18.315	Bueno	Mantiene
0.0090	4.8810	20.266	Bueno	Mantiene
0.0080	5.4682	22.704	Bueno	Mantiene
0.0070	6.2231	25.838	Regular	Mantiene
0.0060	6.8534	29.771	Regular	Mantiene
0.0050	8.1892	35.574	Regular	Mantiene
0.0040	10.1929	44.278	Regular	Mantiene
0.0030	13.5325	58.785	Regular	Mantiene
0.0020	20.2117	87.799	Regular	Mantiene
0.0010	40.2492	174.842	pobre	Varía

Tabla C.5 – Evaluación de calidad de la capa drenante. (Continuación)

Permeabilidad (cm/s)	m	Tiempo de drenaje (hr)	Calidad de drenaje	Observación
0.0009	44.7020	194.185	pobre	Mantiene
0.0008	47.8156	216.891	pobre	Mantiene
0.0007	54.6228	247.769	pobre	Mantiene
0.0006	63.6989	288.938	pobre	Mantiene
0.0005	76.4056	346.575	pobre	Mantiene
0.0004	87.1487	420.405	pobre	Mantiene
0.0003	103.1549	532.279	pobre	Mantiene
0.0002	154.6652	798.072	muy pobre	Mantiene
0.0001	298.3925	15683.512	muy pobre	Mantiene

Tabla C.6 – Evaluación espesores base granular. (Elaboración propia)

Permeabilidad (cm/s)	mi	Di	Di*	Observación
0.5000	1.350	6.609687	7.0	≤ espesor
0.4000	1.350	6.609687	7.0	≤ espesor
0.3000	1.300	6.863905	7.0	≤ espesor
0.2000	1.300	6.863905	7.0	≤ espesor
0.1000	1.250	7.138462	7.5	≤ espesor
0.0900	1.250	7.138462	7.5	≤ espesor
0.0800	1.250	7.138462	7.5	≤ espesor
0.0700	1.200	7.435897	7.5	≤ espesor
0.0600	1.200	7.435897	7.5	≤ espesor
0.0500	1.200	7.435897	7.5	≤ espesor
0.0400	1.200	7.435897	7.5	≤ espesor
0.0300	1.150	7.759197	8.0	<b>Aumenta</b>
0.0200	1.150	7.759197	8.0	≤ espesor
0.0100	1.150	7.759197	8.0	≤ espesor
0.0090	1.150	7.759197	8.0	≤ espesor
0.0080	1.150	7.759197	8.0	≤ espesor
0.0070	1.150	7.759197	8.0	≤ espesor
0.0060	1.100	8.111888	8.5	≤ espesor
0.0050	1.100	8.111888	8.5	≤ espesor
0.0040	1.100	8.111888	8.5	≤ espesor
0.0030	1.050	8.498168	8.5	≤ espesor
0.0020	1.050	8.498168	8.5	≤ espesor
0.0010	1.000	8.923077	9.0	<b>Aumenta</b>

Tabla C.6 – Evaluación espesores base granular. (Continuación)

Permeabilidad (cm/s)	mi	Di	Di*	Observación
0.0009	1.000	8.923077	9.0	Aumenta
0.0008	1.000	8.923077	9.0	≤ espesor
0.0007	1.000	8.923077	9.0	≤ espesor
0.0006	1.000	8.923077	9.0	≤ espesor
0.0005	1.000	8.923077	9.0	≤ espesor
0.0004	0.900	9.91453	10.0	≤ espesor
0.0003	0.800	11.15385	11.5	≤ espesor
0.0002	0.800	11.15385	11.5	≤ espesor
0.0001	0.750	11.89744	12.0	≤ espesor

Los espesores finales cuyos valores sean menores o iguales a los calculados anteriormente no serán modificados. Esto principalmente por una condición de seguridad, el mayor valor en la longitud resultante que poseía genera un coeficiente de drenaje menor al real, lo que en la práctica no traería problemas graves al diseño, pues los tiempos a drenar serán menores a los estimados. En contraparte aquellos valores resultantes mayores serán reestudiados para generar un diseño adecuado.

Tabla C.7 – Reevaluación de la geometría de la capa drenante. (Elaboración propia)

Permeabilidad (cm/s)	W (m)	H (m)	L <sub>R</sub> (m)	S <sub>1</sub>	T
0.0300	5.3048	0.2032	5.7134	1.5183	0.173
0.0010	5.3429	0.2286	5.7545	1.3593	0.189
0.0009	5.3429	0.2286	5.7545	1.3593	0.189

Tabla C.8 – Reevaluación de espesores de capa drenante. (Elaboración propia)

Permeabilidad (cm/s)	m	Tiempo de drenaje (hr)	Calidad de drenaje	Observación
0.0300	1.5317	6.3597	Bueno	Mantiene
0.0010	41.4347	187.9479	Pobre	Mantiene
0.0009	46.0386	208.8310	Pobre	Mantiene

Tabla C.9 – Reevaluación espesores base granular. (Elaboración propia)

Permeabilidad (cm/s)	mi	Di	Di*	Observación
0.0300	1.15	7.7592	8.0	≤ espesor
0.0010	1.00	8.9230	9.0	≤ espesor
0.0009	1.00	8.9230	9.0	≤ espesor

Los espesores finales cumplen con los requisitos.