



**UNIVERSIDAD DE VALPARAÍSO
FACULTAD DE INGENIERÍA
ESCUELA DE INGENIERÍA CIVIL**

**Comportamiento Mecánico de Bases Granulares con
Adiciones de Material Degradable Producto de las
Cargas del Tránsito**

**Por
Bárbara Elena Lebuy Pedraza**

**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

Diciembre, 2013

*Dedicado a
mi abuela Lupe*

AGRADECIMIENTOS

Me gustaría partir estas líneas agradeciendo a Dios por entregarme sabiduría, valor, perseverancia y porque nunca me ha abandonado, aun cuando las circunstancias de la vida pareciesen golpear y derrumbar los sueños e ideales propuestos. Gracias por darme una familia tan hermosa, partiendo por mi hija Antonia que ha sido el motor de mi vida, Ricardo, que me ha comprendido y apoyado en toda esta etapa, además de tíos y primas, incluyendo a la pequeña Emilia. Igualmente gracias por darme una abuela y una madre que han representado los pilares fundamentales en mi vida y me han entregado no sólo amor, sino también valores, infundiendo la ética y el rigor que guían mi transitar en el día a día. He recibido y he entregado gracias a todo lo que ustedes me han enseñado.

Quiero señalar, que la realización de este Trabajo de Título resulta producto del esfuerzo y dedicación en el cual, directa o indirectamente, participaron varias personas, algunas de ellas opinando, otras corrigiendo, y muchas de ellas acompañando en los momentos más difíciles y también en los momentos de felicidad.

Es por ello que quisiera expresar mi más profundo y sincero agradecimiento a todas aquellas personas que con su ayuda han colaborado en el presente trabajo, en especial a mi profesor guía, el Sr. Guillermo Brante, por la orientación, seguimiento y supervisión continua en las distintas etapas elaboradas, pero sobre todo por la motivación y el apoyo recibido más allá de su labor como académico.

También quisiera dar las gracias a la Unidad de Laboratorio Regional de Vialidad, donde preparé gran parte de los ensayos necesarios para los análisis, en especial a Daniel Richards por su valiosa colaboración y buena voluntad en las distintas actividades realizadas, además de su predisposición permanente e incondicional en aclarar todas mis interrogantes. Asimismo, quisiera agradecer al Sr. José Vergara y a todo su grupo de trabajo: Doris, Carlitos, Jorge M., Antonio, Esteban, Cinthia, Pablito, Ernesto, Diego, Draulio, Andrés, Jorge y Ramón. Gracias por la ayuda recibida.

De igual modo me gustaría agradecer al personal del Laboratorio de Mecánica de Suelos de la Universidad de Valparaíso, quienes me ayudaron a efectuar el ensayo de permeabilidad.

Bajo un agradecimiento muy especial, deseo mencionar a todo el equipo de trabajo de la Consultora de Ingeniería Sanitaria ICC-COVIL, en la cual he colaborado este último año. Al Sr. Martín Villalobos, por el apoyo y comprensión ante los días laborales ausentes producto de la elaboración del presente Trabajo, a mi futuro colega Freddy, a Mauricio y también a Jorge. Gracias por enseñarme que el compañerismo se logra cuando hay trabajo y amistad.

Quisiera hacer extensiva mi gratitud a Royer Fernández, por su colaboración en informática y estadística y también a mis compañeros de carrera: Denisse, Diego, Gabriel, Mauricio, Tati, Beto y a todos aquellos con los que he compartido mis años como estudiante en la universidad. De la misma forma, quisiera agradecer a mis infaltables amigos de la vida: Lorena y Felipe, con quienes me encuentro en deuda por el ánimo infundido y la confianza en mí depositada.

Finalmente agradecer al cuerpo docente de la Escuela de Ingeniería Civil de la Universidad de Valparaíso, quienes me entregaron las herramientas fundamentales para desarrollarme como una buena profesional.

A todos ustedes, por acompañarme en esta aventura, muchas gracias.

INDICE

GLOSARIO.....	VI
LISTA DE ABREVIATURAS O SIGLAS.....	VIII
LISTA DE TABLAS	IX
LISTA DE FIGURAS	XI
LISTA DE ECUACIONES.....	XII
RESUMEN.....	13
CAPÍTULO I – INTRODUCCIÓN.....	14
1.1 Planteamiento del Problema.....	14
1.2 Objetivos.....	16
1.2.1 Objetivo General.....	16
1.2.2 Objetivos Específicos.....	16
1.3 Alcances de la Investigación.....	17
1.4 Metodología de Trabajo.....	17
CAPÍTULO II - MARCO TEÓRICO.....	20
2.1 Antecedentes Generales	20
2.1.1 Parámetros Exigidos para la Construcción de Bases Granulares en Pavimentos Flexibles. Manual de Carreteras 2012.....	20
2.1.2 Composición y comportamiento de los suelos.....	26
2.1.2.1 Composición de los Suelos.....	26
2.1.2.2 Partículas del Suelo.....	26
2.1.3 Clasificación de los Suelos	28
2.1.3.1 Clasificación AASHTO	28
2.1.3.2 Sistema de Clasificación Unificado de Suelos (USCS)	30
2.1.4 Propiedades de los Suelos	31
2.1.5 Capilaridad	32
2.1.6 Porosidad	32
CAPÍTULO III – REVISIÓN BIBLIOGRÁFICA: BASES GRANULARES CON ADICIONES DE MATERIAL DEGRADABLE. REGIÓN DE VALPARAÍSO.....	34

3.1	Ampliación Camino La Pólvara, Enlace Ruta 68 – Quebrada las Animas, Dm 0,000 a Dm 17.864,240.....	34
3.1.1	Descripción General de las Obras.....	34
3.1.2	Materiales utilizados en la Obra Ejecutada.....	36
3.1.2.1	Subrasante.....	36
3.1.2.2	Capas Granulares.....	36
3.1.2.3	Capas Asfálticas.....	37
3.1.2.4	Adición de Material Degradable.....	38
3.1.3	Situación Actual.....	40
3.2	Reposición Ruta F-50 Sector: Lo Orozco - Quilpué.....	42
3.2.1	Descripción General de las Obras.....	42
3.2.2	Materiales utilizados en la Obra Ejecutada.....	43
3.2.3	Consideraciones en el Diseño.....	44
CAPÍTULO IV – PERMEABILIDAD Y DRENAJE DE LOS SUELOS		45
4.1	Permeabilidad	45
4.1.1	Ley de Darcy	46
4.1.2	Gradiente Hidráulico	48
4.1.3	Limitaciones de la Ley de Darcy.....	49
4.1.4	Coefficiente de Permeabilidad	49
4.1.5	Factores que Influyen en el Coeficiente de Permeabilidad.....	50
4.1.5.1	Cantidad de partículas finas.....	50
4.1.5.2	Relación de Vacíos.....	50
4.1.5.3	Temperatura y peso específico.....	51
4.1.5.4	Estructura y estratificación.....	52
4.1.5.5	Distribución del tamaño de los poros (DTP)	52
4.2	Determinación del Coeficiente de Permeabilidad	53
4.2.1	Alcances Norma ASTM D2434	53
4.2.2	Preparación de la muestra de ensayo	53
4.2.3	Procedimiento.....	55
4.2.4	Cálculos	55
4.3	Drenaje en las estructuras de Pavimentos Flexibles.....	56
4.3.1	Características Drenantes de los Suelos.....	57
4.3.2	Efectos del Agua sobre el pavimento	59
4.3.3	Metodología de Diseño AASHTO.....	60
4.3.3.1	Coefficiente de Drenaje	60
4.3.4	Implicaciones Económicas.....	63
CAPÍTULO V – SIMULACIÓN DEL DETERIORO.....		66
5.1	Adición de material degradable.....	67
5.2	Determinación del Índice de Trituración	69
5.2.1	Índice de Trituración de los Áridos Gruesos	70
5.2.1.1	Alcances.....	70
5.2.1.2	Preparación de la muestra de ensayo	70
5.2.1.3	Procedimiento.....	70
5.2.2	Índice de Trituración de los Áridos Finos.....	71
5.2.2.1	Alcances.....	71
5.2.2.2	Preparación de la muestra de ensayo	71
5.2.2.3	Procedimiento.....	72

5.2.3	Cálculos	73
CAPÍTULO VI – ANÁLISIS Y EXPRESIÓN DE RESULTADOS		74
6.1	Propiedades de los suelos empleados en el análisis.....	74
6.1.1	Material Degradable	74
6.1.2	Base Granular TRICAM.....	75
6.2	Mezclas con material degradable.....	75
6.2.1	Evaluación de la Capacidad de Soporte.....	76
6.2.1.1	Veracidad de la relación planteada	78
6.2.1.1.1	Ruta F-50, Camino Lo Orozco.....	78
6.2.1.1.2	Camino La Pólvora.....	79
6.2.2	Evaluación de la Desintegración Física.....	79
6.2.2.1	Veracidad de la relación planteada	82
6.2.2.1.1	Ruta F-50, Camino Lo Orozco.....	82
6.2.2.1.2	Camino La Pólvora.....	83
6.2.3	Evaluación de la Permeabilidad	83
6.3	Mezclas con material triturado	86
6.3.1	Evaluación de la Capacidad de Soporte por medio de la Desintegración Física.....	87
6.3.1.1	Veracidad de la relación planteada	88
6.3.1.1.1	Ruta F-50, Camino Lo Orozco.....	88
6.3.1.1.2	Camino La Pólvora.....	89
6.3.2	Evaluación de la permeabilidad	89
CAPÍTULO VII - OBSERVACIONES Y RECOMENDACIONES		91
CAPÍTULO VIII – CONCLUSIONES.....		94
REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS		97
ANEXOS.....		100
ANEXO A.....		100
ANEXO B.....		107

GLOSARIO

Agregado: Un material granular duro de composición mineralógica como la arena, la grava, la escoria, o la roca triturada, usado para ser mezclado en diferentes tamaños.

Arena gruesa: material comprendido entre los tamices de abertura 2 y 0.5 mm.

Arena fina: material comprendido entre los tamices de abertura 0.5 y 00.8 mm.

Base granular: Es la capa de espesor diseñado, constituyente de la estructura del pavimento, destinada fundamentalmente a distribuir y transmitir las cargas originadas por el tránsito, a las capas subyacentes y sobre la cual se coloca la carpeta de rodadura.

Calzada: Zona de la carretera destinada a la circulación de vehículos, con ancho suficiente para acomodar un cierto número de carriles para el movimiento de los mismos, excluyendo los hombros laterales.

Carpeta o Superficie de Rodamiento o Rodadura: La parte superior de un pavimento, por lo general de pavimento bituminoso o rígido, que sostiene directamente la circulación vehicular.

Carretera, calle o camino: Un calificativo general que designa una vía pública para fines de tránsito de vehículo, y que incluye la extensión total comprendida dentro del derecho de vía.

Daños: Desperfectos ocurridos en la superficie de una carretera debido a efectos de clima y tránsito.

Deflexión: El desplazamiento vertical temporal de un pavimento proveniente de la aplicación de cargas de las ruedas de los vehículos.

Drenaje: El drenaje se refiere a la permeabilidad y transmisibilidad del suelo, es decir, la facilidad para que el agua circule a través del suelo.

Edafización: procesos de intemperismo y erosión mediante los cuales las rocas o sedimentos se convierten en suelo.

Erosión: Procesos naturales de naturaleza física y química que desgastan y destruyen los suelos y rocas de la corteza de un planeta, en este caso, de la Tierra.

Granito: es una roca ígnea plutónica constituida esencialmente por cuarzo, feldespato y mica.

Grava: material que pasa por tamiz de abertura 80 mm y es retenido en tamiz de 2 mm.

Hidroplaneo: fenómeno físico que se produce cuando los neumáticos de un vehículo pierden contacto con el pavimento por una película de agua, y por consiguiente disminuye o se elimina el poder de adherencia de las ruedas.

Hombro (Berma): Las áreas de la carretera, contiguas y paralelas a la carpeta o superficie de rodadura, que sirven de confinamiento a la capa de base y de zona de estacionamiento accidental de vehículos.

Mantenimiento: Conjunto de tareas de limpieza, reemplazo y reparación que se realizan de manera regular y ordenada en una carretera, para asegurar su buen funcionamiento y la prolongación de su vida de servicio, al máximo compatible con las previsiones de diseño y construcción de la obra.

Material arcilloso: materiales finos que tienen un índice de plasticidad de 11 o mayor.

Material granular: el término material granular se aplica a los suelos que presentan una cantidad menor o igual a un 35% bajo el tamiz de abertura 0.08 mm.

Material limo arcilla: el término material limo arcilla se aplica a los suelos que presentan una cantidad mayor a un 35 % bajo el tamiz de abertura 0.08 mm.

Material limoso: son materiales finos con un índice de plasticidad de 10 o menor.

Mejoramiento: Ejecución de las actividades constructivas necesarias para dotar a una carretera existente, en bueno, regular o mal estado, de mejores condiciones físicas y operativas de las que disponía anteriormente, para ampliar su capacidad o simplemente ofrecer un mejor servicio al usuario.

Método Mecanicista: Una aproximación mecanicista trata de explicar los fenómenos haciendo referencia a las causas físicas. Por ejemplo, en el pavimento, los fenómenos son los esfuerzos, las deformaciones y las deflexiones; las causas son el tránsito, los materiales y el medio ambiente. Entonces, un método de diseño mecanicista se define como aquél que involucra métodos numéricos para calcular esfuerzos, deformaciones y deflexiones en un sistema multicapa cuando está sujeto a cargas externas, efectos de humedad y temperatura. Además, puede transformar los cálculos analíticos (respuesta del pavimento) a comportamiento.

Pavimento: La estructura integral de las capas de subrasante, sub-base, base y carpeta colocado encima de la rasante y destinada a sostener las cargas vehiculares.

Percolación: movimiento de desplazamiento del agua de lluvia desde la superficie del suelo hasta la capa freática.

Reconstrucción: Trabajo mayor de rehabilitación de una carretera en mal estado, para restablecer sus condiciones físicas a un mejor nivel de servicio, al que fue construida anteriormente.

Rehabilitación: Ejecución de las actividades constructivas necesarias para restablecer las condiciones físicas de la carretera a su situación como fue construida originalmente.

Rugosidad: La desviación vertical del perfil de un pavimento de su forma tal como fue diseñado y que resulta en incomodidades en el manejo del vehículo. Por lo general, la rugosidad se mide para fines de mantenimiento vial por medio de IRI.

Sub-dren: los sub-drenes consisten en una red colectora de tuberías perforadas o ranuradas, alojadas en zanjas para permitir recolectar el agua subterránea, con objeto de controlarla y retirarla, minimizando su efecto negativo en las capas estructurales del pavimento.

Subrasante: Capa de terreno de una carretera, que soporta la estructura del pavimento y que se extiende hasta una profundidad en que no le afecte la carga de diseño que corresponde al tránsito previsto.

Suelo franco: aquel suelo donde la cantidad de sus componentes cuantitativamente se encuentran en condiciones óptimas o cercanas a ella, es decir, con una textura equilibrada. Aunque puede variar ligeramente, su composición es de 45% de arena, 40% limo y 15% arcilla, proporciones consideradas uniformes que lo hacen ser un suelo de elevada producción agrícola.

Tránsito: Circulación de personas y vehículos por calles, carreteras, etc.

LISTA DE ABREVIATURAS O SIGLAS

AASHTO	(American Associations of State Highway and Transportation Officials), Asociación Americana de Autoridades Estatales de Carreteras y Transporte
ASTM	(American Society for Testing Materials), Sociedad Americana para el Ensayo de Materiales
CBR	(California Bearing Ratio), Valor Soporte California
D.M.C.S.	Densidad Máxima Compactada Seca
EE	Ejes Equivalentes
IP	Índice Plástico
IRI	International Roughness Index o sea Índice Internacional de Rugosidad
IT_T	Índice de Trituración Total
IT_P	Índice de Trituración Parcial
k	Coefficiente de Permeabilidad
k₂₀	Coefficiente de Permeabilidad normado a 20°C
LP	Límite Plástico
LL	Límite Líquido
LRV	Laboratorio Regional de Vialidad. (Región de Valparaíso)
MC	Manual de Carreteras

LISTA DE TABLAS

Tabla 2.1-	Bandas Granulométricas para Sub – Bases, Bases y Capas de Rodadura	21
Tabla 2.2-	Requisitos para Bases Granulares según tipo de Capa de Rodadura. Graduación cerrada	23
Tabla 2.3-	Clasificación de las capas granulares de un pavimento flexible según el Índice de CBR	23
Tabla 2.4-	Grados utilizados en el Ensayo de Desgaste de Los Ángeles, definido por sus rangos de tamaños en mm.	24
Tabla 2.5-	Sistema de Clasificación AASHTO	29
Tabla 2.6-	Tipos de Símbolos respecto a la Distribución de las Partículas	30
Tabla 2.7-	Símbolos que representan la Magnitud del Límite Líquido	30
Tabla 3.1-	Resumen de ensayos realizados por el Laboratorio de Autocontrol Constructora COP – Construcciones y Pavimentos Ltda. a materiales de Base Granular utilizados en el contrato.	37
Tabla 3.2-	Resumen de ensayos realizados por Asesoría Consultora R&Q Ingeniería S.A., a materiales de Base Granular utilizados en el contrato	37
Tabla 3.3 -	Resumen de ensayos realizados a los áridos de Base Granular existente inalterada después de 5 años	37
Tabla 3.4 -	Resumen de ensayos realizados a los áridos con procedencia Pozo Las Piedras. Laboratorio Regional de Vialidad. Región de Valparaíso.	43
Tabla 3.5 -	Resumen de ensayos realizados a los áridos de Base Granular existente inalterada después de 23 años	44
Tabla 4.1 -	Caracterización de los Suelos según su Coeficiente de Permeabilidad	58
Tabla 4.2 -	Calidad del drenaje de bases y subbases	62 - 85
Tabla 4.3 -	Coeficientes de Drenaje	62
Tabla 4.4 -	Gastos efectivos de las actividades para las Obras de Vialidad al 31 de Diciembre de 2012.	64
Tabla 5.1 -	Capacidad de Soporte del Material degradable y Base TRICAM	68
Tabla 5.2 -	Cortes Granulométricos para efectuar el ensayo de Trituración	69
Tabla 6.1 -	Propiedades y características de los materiales utilizados en el análisis. Evaluados según exigencias del MC Vol. 5	75
Tabla 6.2 -	Disminución del Índice de CBR en las mezclas realizadas producto de la adición de Material Degradable	76

Tabla 6.3 -	Resultados de la Relación entre el índice de CBR y la cantidad de Material Degradable adicionado a las Bases Granulares limpias TRICAM, mediante software R	78
Tabla 6.4 -	Índice de Trituración Total de los materiales utilizados en el Trabajo	79
Tabla 6.5 -	Resultados de la Relación entre el índice de CBR y el Índice de Trituración De las distintas adiciones de material degradable mediante software R	80
Tabla 6.6 -	Índice de Trituración Total y Parcial de los materiales gruesos y finos utilizados en el Trabajo	81
Tabla 6.7 -	Valores de Viscosidad del agua a Temperaturas de 17 y 20°C	83
Tabla 6.8 -	Coefficientes de Permeabilidad: Base TRICAM y Mezclas Inicialmente Aceptadas	84
Tabla 6.9 -	Coefficiente de Permeabilidad Base Granular de 23 años Ruta F-50, Camino Lo Orozco	85
Tabla 6.10 -	Coefficiente de Permeabilidad Base Granular de 5 años Camino La Pólvera	86
Tabla 6.11 -	Disminución del Índice de CBR en las mezclas realizadas producto de la adición de Material Triturado	87
Tabla 6.12 -	Resultados de la Relación entre el índice de CBR de las mezclas con Material Degradable y el Índice de CBR de las adiciones con material triturado, mediante software R	88
Tabla 6.13 -	Coefficientes de Permeabilidad. Adiciones Inicialmente Aceptadas mezcladas con Material Triturado	90

LISTA DE FIGURAS

Figura 1.1 -	Gráfico de Permeabilidad de Bases y Sub-bases	15
Figura 1.2 -	Esquema de Metodología de Trabajo	19
Figura 2.1 -	Máquina para determinar el Índice de CBR	22
Figura 2.2 -	Arcilla	27
Figura 2.3 -	Limo	27
Figura 2.4 -	Arena	27
Figura 3.1 -	Ubicación del Proyecto Ampliación Camino La Pólvora	35
Figura 3.2 -	Fotografía de Fatiga del Material: Baches en el Pavimento. Km 8.1	41
Figura 3.3 -	Fotografía de Lechada asfáltica para sello de grietas. Desprendimiento del Pavimento Km. 8.1.	41
Figura 3.4 -	Fotografía de Desprendimiento del Pavimento existente. Km 8.6.	41
Figura 3.5 -	Imagen Satelital Ruta F-50, Camino Lo Orozco. Región de Valparaíso	42
Figura 4.1 -	Experimento de Darcy	46
Figura 4.2 -	Permeámetro de Carga Constante. Norme ASTM D 2434	48
Figura 4.3 -	Gráfico de Valores de $k_{0,85}$ v/s Relación de Vacíos.	51
Figura 4.4 -	Dispositivo para evacuar y eliminar especímenes. Norma ASTM D 2434	54
Figura 4.5 -	Permeámetro de Carga Constante utilizado para obtención del Coeficiente de Permeabilidad	56
Figura 5.1 -	Fotografía de una Arena Limosa (maicillo)	67
Figura 5.2 -	Fotografía a los Áridos de base granular TRICAM	68
Figura 5.3 -	Fotografía a los Áridos de Base Granular TRICAM mezclados con Material Degradable	69
Figura 5.4 -	Dimensiones Cilindro de Acero y Émbolo utilizados en el ensayo de Trituración del árido grueso	71
Figura 5.5 -	Máquina de Impacto utilizada en el ensayo de Trituración del árido fino	73
Figura 6.1 -	Gráfico de Relación entre el Índice de CBR y la cantidad de Material Degradable adicionado a las Bases Granulares limpias TRICAM	77
Figura 6.2 -	Gráfico que representa la Relación entre el Índice de CBR y el Índice de Trituración	80
Figura 6.3 -	Corte Transversal Tipo de un Pavimento Flexible bajo la Lluvia	84
Figura 6.4 -	Gráfico de la Relación entre el Índice de CBR de las mezclas con material triturado y el Índice de CBR de mezclas con material degradable	87

LISTA DE ECUACIONES

Ecuación 2.1 -	29
Ecuación 2.2 -	31
Ecuación 2.3 -	31
Ecuación 2.4 -	31
Ecuación 4.1 -	47
Ecuación 4.2 -	47
Ecuación 4.3 -	47
Ecuación 4.4 -	47
Ecuación 4.5 -	49
Ecuación 4.6 -	51
Ecuación 4.7 -	51
Ecuación 4.8 -	51
Ecuación 4.9 -	52
Ecuación 4.10 -	53
Ecuación 4.11 -	55
Ecuación 5.1 -	73
Ecuación 5.2 -	73
Ecuación 6.1 -	77
Ecuación 6.2 -	80

RESUMEN

El reconocido desarrollo económico de nuestro país nos mantiene en constante búsqueda de nuevas alternativas para brindar una infraestructura de comunicación y transporte suficientes para sostener este crecimiento. Si bien es un gran desafío, representa una muy generosa oportunidad para innovar en el diseño y tecnologías en los pavimentos, y así satisfacer las necesidades de conexión mediante proyectos viales.

Factores influyentes como el tránsito, las condiciones ambientales, las características de los materiales y las consideraciones de diseño son determinantes en la conducta de los pavimentos a lo largo del tiempo. Asimismo, estos factores se relacionan con deterioros estructurales donde particularmente, en los pavimentos flexibles compuestos por las capas granulares de base y sub – base, las repeticiones de las cargas aplicadas por los diversos vehículos que circulan por el pavimento provocan tensiones, hundimientos o desplazamientos que, en exceso, pueden generar fallas funcionales y/o estructurales.

Es claro que la investigación sobre pavimentos es imposible sin un conocimiento completo del comportamiento mecánico de los suelos y es bajo este contexto, que el presente trabajo de título estudia el comportamiento de las bases granulares que conforman los pavimentos flexibles, debido a la relevancia que éstas poseen por tratarse de una capa que otorga gran parte del drenaje y soporte estructural que manifiesta un pavimento. A fin de entender este comportamiento, se hace fundamental el conocer los materiales que componen dicha capa, y es aquí donde juega un rol fundamental un material degradable llamado comúnmente “maicillo”, el cual según el método de clasificación USCS corresponde a una arena arcillosa o limosa. Material fino que es adicionado habitualmente a las bases granulares limpias en la Región de Valparaíso. El objetivo es determinar el efecto que este material provoca en las propiedades de las bases granulares considerando la cantidad de material incorporado, donde la simulación de un deterioro del pavimento a lo largo de su vida útil bajo un constante tránsito vehicular es expresado por un ensaye normado de Trituración.

Paralelamente se evalúa la pérdida de propiedades en bases granulares que forma parte de pavimentos flexibles construidos hace varios años, a modo de comparar este deterioro existente con el simulado en laboratorio.

Finalmente utilizando la metodología de trabajo propuesta se elabora un completo análisis del comportamiento de las bases granulares, donde el origen del material fino degradable es maicillo, bajo un diseño que inicialmente cumple todos los parámetros exigidos para su aceptación y forma parte de un pavimento flexible que es expuesto a lo largo de su vida útil a un constante tránsito vehicular.

Concluyendo que el inminente deterioro que producen las cargas del tránsito puede ser mitigado al restringir en una primera instancia los parámetros actuales utilizados en el diseño de las bases granulares de estos pavimentos como lo es la cantidad de material fino degradable adicionado a las bases, debiendo sugerir además, una restricción que limite el parámetro de permeabilidad y enunciar el uso como parámetro exigido el ensaye de Trituración en los suelos.

CAPÍTULO I – INTRODUCCIÓN

1.1 Planteamiento del Problema

La estructura del pavimento flexible está constituida por las capas de base y sub – base que a su vez pueden estar compuestas de materiales granulares no tratados, es decir, que no poseen ningún tipo de estabilizante que mejore de manera artificial sus propiedades y son estas capas, las que proporcionan el mayor espesor de la estructura otorgándole resistencia y drenaje.

Sin embargo, la mayor relevancia recae en la base granular al estar expuesta a altos esfuerzos cíclicos; es decir, la base recibe la mayor parte de estos esfuerzos producidos por los vehículos por ser esta capa la más próxima a la carpeta de rodadura [2]. En consecuencia, considerando fundamentalmente las características de los materiales que conforman la base granular, encontramos que un tamaño adecuado de los áridos, la clasificación, la forma y la durabilidad son atributos importantes para el rendimiento global.

Hoy en día, las bases granulares utilizadas en pavimentos flexibles en ocasiones se mezclan con un material degradable llamado comúnmente “maicillo” que corresponde, como se dijo anteriormente, según el método de clasificación USCS a una arena arcillosa o limosa, que nace del granito meteorizado muy común en el subsuelo de la Región de Valparaíso, debido a esto, su uso permite bajar los costos directos de producción. Sin embargo, la presencia de finos impermeables, aún en pequeñas cantidades, desempeñan un papel importante en el comportamiento de los suelos, ya que, si bien la base debe tener suficientes finos para llenar los vacíos y su graduación debe estar cerca de su máxima densidad ocurre que mientras la densidad de la base se maximiza por el contenido de finos su capacidad de carga disminuye, provocando una mayor deflexión en las estructuras del pavimento. Pero el contenido de finos no sólo afecta la capacidad de soporte de la capa, sino que también se encuentra relacionado con la pérdida de permeabilidad de ésta, ya que, mientras mayor sea su concentración y menor sea el tamaño de partícula de este material fino la permeabilidad de éstas tenderá a disminuir impidiendo que el agua que penetra en el pavimento pueda drenar rápidamente. En consecuencia, la humedad infiltrada se queda atrapada debajo de la estructura del pavimento y las cargas producidas por el tránsito vehicular generarán el bombeo del agua y de los finos impidiendo el correcto drenaje a los sistemas de recolección de aguas que se colocan en el borde de la estructura. El resultado: erosión de la base y deterioro prematuro del pavimento.

Como una referencia de lo anterior, la Figura 1.1 extraída del Manual de Carreteras (MC) Vol.3 grafica la permeabilidad de las bases y sub – bases que habitualmente se utilizan en el país ajustándose a los requerimientos granulométricos indicados en 8.101 del MC Vol. 8.

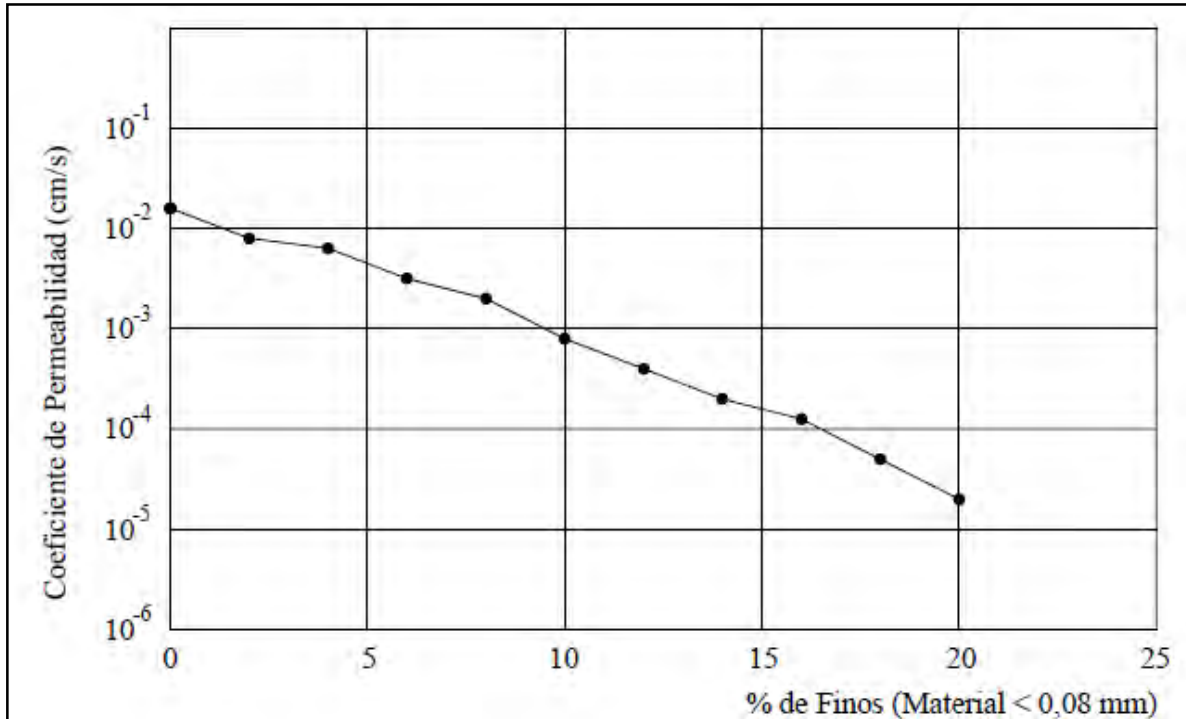


Figura 1.1- Gráfico de Permeabilidad de Bases y Sub – Bases [1]

El método de diseño AASHTO considera los efectos del drenaje en función del tiempo que demora la estructura en evacuar las aguas y el porcentaje del tiempo que ésta se encuentra sujeta a niveles de humedad cercanos a la saturación, considerando un excelente drenaje a aquel que ocurre en un lapso no superior a dos horas, una vez terminada la precipitación. Bajo este criterio, si nos enfocamos en una base granular con una adecuada evacuación de las aguas, ésta presentará una alta permeabilidad, propiedad que será vulnerable ante el aumento de partículas finas, las cuales reducirán considerablemente el coeficiente de permeabilidad que caracteriza el flujo de agua que pasa a través del suelo.

Además de la permeabilidad, otra propiedad importante en el estudio de los suelos es la capacidad de soporte que éste puede tener. Su comportamiento, al estar sometido a tensiones es bastante más complejo que el de otros materiales. El método que establece el procedimiento para determinar un índice indirecto de resistencia de los suelos, es el Ensayo California, denominado comúnmente como CBR (California Bearing Ratio) que es ampliamente usado en obras viales, según la Norma Chilena (Nch 1852 of 81). Este índice tiene relación con el módulo de elasticidad del suelo y es utilizado para evaluar la calidad relativa de los materiales de la sub-rasante, pero también es aplicable a materiales de sub-bases y de bases. Asimismo, como la durabilidad y resistencia de los pavimentos va a estar dada principalmente por la calidad del árido se ha demostrado que elevados valores de CBR mejoran el apoyo de las capas granulares en un pavimento flexible, sin embargo, a consecuencia del constante tránsito vehicular a lo largo del tiempo estas estructuras irán perdiendo sus propiedades originales. Deben tener, por lo tanto, la capacidad de resistir la trituration, degradación y desintegración, evitando generar una cantidad de finos creada por este fenómeno que se agrega a los inicialmente aceptados en la granulometría. El ensayo de abrasión o desgaste Los Ángeles, mide la resistencia al uso o abrasión del árido mineral [3]. Las vueltas en la máquina de Los Ángeles dan lugar a un proceso de deterioro de los áridos, similar al que provocarían las cargas del tránsito en los pavimentos [4]. No obstante, el hecho de que el material simulado en el ensayo choque con bolas de acero hace entrever una

incertidumbre respecto a un comportamiento real. Además las limitaciones de este ensaye provocan una exclusión respecto al árido fino que se encuentra entre los materiales más gruesos, esto se ve reflejado en la actualidad, donde el enfoque primario en el diseño de pavimentos se ha basado principalmente en la densidad y en la estabilidad más que en el drenaje.

Adicionalmente, el Manual de Carreteras describe un ensaye directo que se utiliza como complemento o sustitución al Desgaste de Los Ángeles, el cual se denomina ensaye de Trituración y es usado habitualmente como parámetro sólo en el diseño de hormigones, obviando ente índice para el caso de los suelos. Este ensaye mide la resistencia a la desintegración física de los áridos, simulando en forma más real las verdaderas condiciones de descomposición natural a las cuales estarían expuestos los finos al ser triturados por los materiales más gruesos y sanos.

En consecuencia, producto de las solicitudes permanentes que provoca el tránsito vehicular en las capas de un pavimento flexible, se producirá un deterioro en la masa de suelo fino degradable (maicillo) que podría influir en la pérdida en sus propiedades estructurales, por lo que se simulará mediante un ensaye directo, como es el de trituración, este deterioro y se verificará si efectivamente hay pérdida en sus propiedades estructurales medidas en un ensaye indirecto como lo es el CBR el que también se verá complementado con el ensaye de Permeabilidad del cual se extrae el coeficiente necesario para caracterizar el drenaje.

Como resultado, surge el interés por mejorar la calidad de los pavimentos flexibles analizando el comportamiento de las bases que lo conforman, para así otorgar una mayor vida útil a la estructura optimizando a su vez, no sólo el diseño de dichos pavimentos, sino que además aportando al crecimiento y desarrollo del país y así también a la calidad de vida de los habitantes.

1.2 Objetivos

1.2.1 Objetivo General

- Determinar el comportamiento de un material de base granular con una componente importante de finos degradables mediante un ensaye directo de desgaste llamado Trituración que permita simular el efecto de la pérdida de capacidad de soporte por fatiga del material producida por el tránsito vehicular.

1.2.2 Objetivos Específicos

- Establecer una relación, mediante una modelación matemática, entre la pérdida de CBR y el Índice de Trituración para distintos porcentajes de maicillo.
- Determinar permeabilidad en las bases granulares para los distintos porcentajes de maicillo adicionados a éstas, con el fin de establecer la pérdida de esta propiedad.
- Sugerir un límite para el parámetro de permeabilidad en el uso de material fino en las bases granulares.

- Verificar si el material triturado por cargas de tránsito, que será simulado con el ensaye de Trituración expuesto en 8.202 del Manual de Carreteras Vol. 8, provoca incumplimiento en las especificaciones actuales de las bases granulares según 5.302 del Manual de Carreteras Vol. 5. Aún cuando inicialmente hubiesen sido aceptadas.
- Enunciar a cuánto equivale la simulación adoptada en relación a las cargas de tránsito reales en un pavimento real.

1.3 Alcances de la Investigación

- En el estudio se utilizarán las bases granulares limpias provenientes de la Planta de Áridos TRICAM, la cual presenta áridos obtenidos de la explotación en el Río La Ligua, ubicado en la Provincia de Petorca, las cuales cumplen con los parámetros de diseño según 5.302 del Manual de Carreteras Vol. 5. Ajustándonos a la banda granulométrica TM-50c.
- El estudio a realizar será válido para ensayos de CBR efectuados bajo condiciones climáticas de la Región de Valparaíso, las que exigen un período de inmersión según estipula 8.102 del Manual de Carreteras Vol. 8.
- La influencia de la pérdida de propiedades en las bases granulares producto del desgaste del material fino será simulado por el ensaye de Trituración según 8.202 del Manual de Carreteras Vol. 8, valor importante en la vida útil del pavimento.

1.4 Metodología de Trabajo

La metodología de trabajo propuesta tiene como objetivo explicar brevemente las diversas actividades más importantes en el transcurso del presente Trabajo.

En primera instancia, se evalúa la problemática que presentan hoy en día los pavimentos flexibles ante un deterioro temprano de su vida útil, enfocándose precisamente en la cantidad de material degradable adicionados a sus bases granulares, es por ello que , seguido de una revisión bibliográfica la cual permita recolectar la información más relevante respecto a las características y comportamientos de estos materiales granulares y a todos aquellos parámetros de importancia para el propósito de la investigación se da paso a la propuesta de trabajo y objetivos.

Posteriormente comienza el desarrollo práctico de la investigación, donde se manifiesta la simulación de dicho deterioro al incorporar el material fino degradable. Cabe señalar, que toda etapa planteada se relaciona con los datos reales obtenidos de las bases granulares existentes. El primer procedimiento consiste en mezclar las bases limpias con distintos porcentajes de este material degradable. Seguidamente se debe analizar cada mezcla a modo de identificar a aquellas que cumplen con los requerimientos mínimos para su aceptación según el Manual de Carreteras Vol.5. Descartando aquellas que no logran los requisitos mínimos exigidos.

En la segunda etapa, las mezclas inicialmente aceptadas se evalúan con el ensayo de Permeabilidad para caracterizar el drenaje de las adiciones.

Paralelamente se efectúa el ensayo de Trituración para encontrar la cantidad porcentual de material que pierde su granulometría original, creando finos adicionales. Y con los resultados del ensayo de CBR obtenidos anteriormente para clasificar las adiciones, se realiza la modelación matemática que relacione la pérdida de capacidad de soporte con el de índice de Trituración adquirido.

En la siguiente etapa las bases limpias mezcladas con estos porcentajes de adición de material fino degradable, que cumplieron con los requerimientos del Manual de Carreteras, se mezclan ahora con material triturado, ocupando la misma proporción que en una primera instancia fue añadido el material degradable, con el propósito de representar la degradación natural que sufren los áridos, al ser expuestos al tránsito vehicular.

Seguidamente, a estas nuevas mezclas se les somete al ensayo de Permeabilidad y se comparan con los obtenidos en las adiciones de material degradable anteriormente analizadas, con el objetivo de buscar una discrepancia entre ellas que refleje la pérdida de esta propiedad, al ser muy vulnerable ante la presencia de material fino.

En una tercera etapa, con datos de bases granulares existentes que forman parte de pavimentos flexibles de varios años de vida útil se buscará determinar una equivalencia entre las cargas de tránsito reales y la simulación adoptada.

Por último, la evaluación culmina con las conclusiones respecto al actual procedimiento en el diseño de las estructuras, creando un nuevo enfoque basado en una educada y completa interpretación de la investigación, la que a su vez dé respuesta a los objetivos planteados y restrinja los parámetros actuales utilizados en el diseño, sugiriendo un límite para la adición de maicillo, evitando así, un debilitamiento prematuro de la estructura.

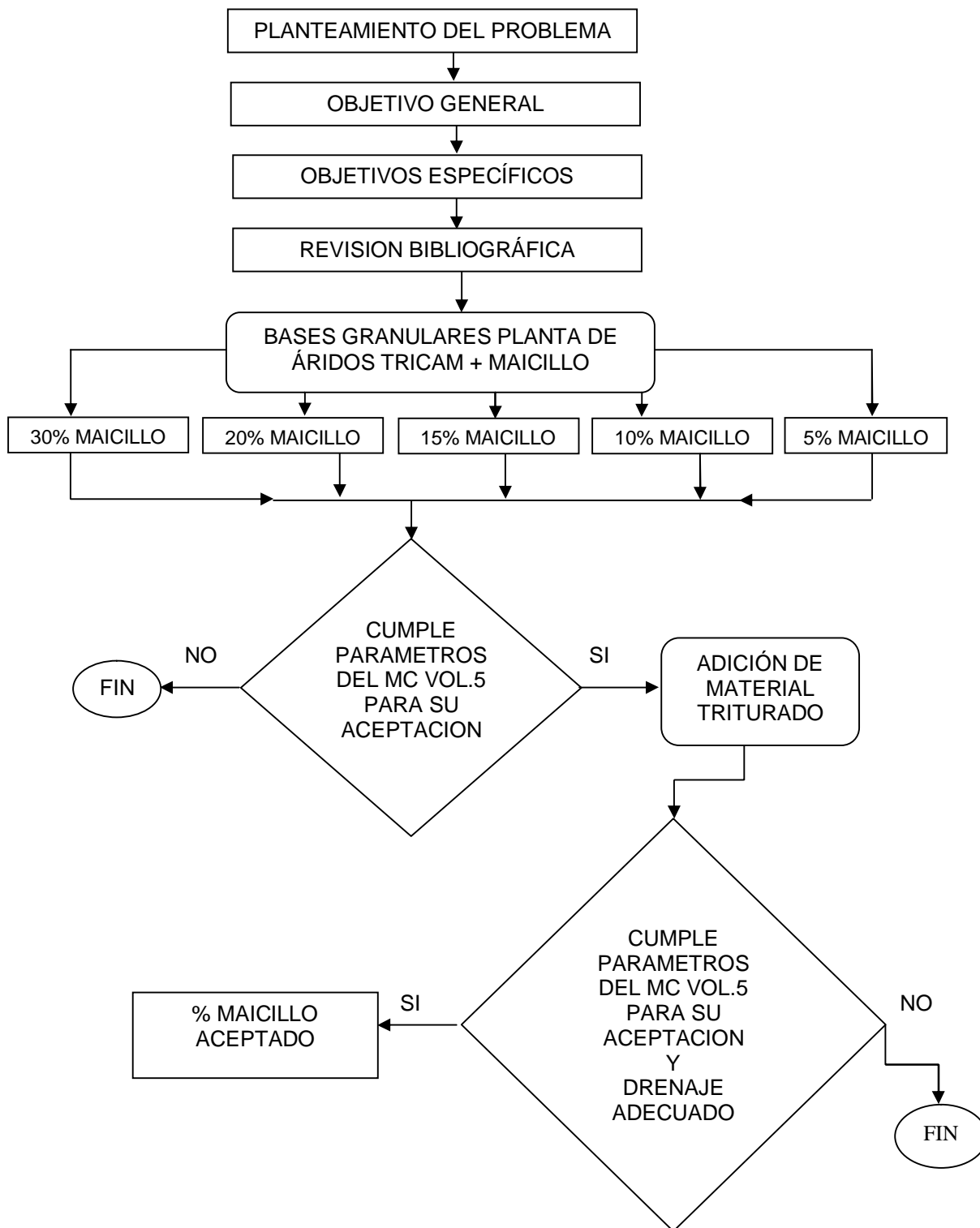


Figura 1.2 - Esquema de la Metodología de Trabajo (elaboración propia)

CAPÍTULO II - MARCO TEÓRICO

2.1 Antecedentes Generales

2.1.1 Parámetros Exigidos para la Construcción de Bases Granulares en Pavimentos Flexibles. Manual de Carreteras 2012

La base granular es una capa de material selecto y procesado que se coloca entre la parte superior de una sub-base y la carpeta de rodadura, su calidad está restringida a diversos parámetros establecidos por el Manual de Carreteras (MC), los cuales permiten que aquellas bases que cumplen con lo normado sean colocadas como una capa que forma parte de la estructura de un pavimento.

Las especificaciones técnicas generales para la construcción de capas granulares de pavimentos asfálticos expuestas en el MC Vol. 5 son claras en definir los parámetros exigidos, sumado a esto, los procedimientos bajo los cuales se deben desarrollar los ensayos que calificarán los materiales de las bases se describen en el MC Vol. 8 "Especificaciones y métodos de muestreo, ensaye y control".

Estas especificaciones se exponen en un formato nacional y debido a la diversidad climática que presenta nuestro país es necesario excluir algunos parámetros que no forman parte representativa en la Región de Valparaíso.

2.1.1.1 Requerimientos Generales

Los materiales para bases granulares deben cumplir con requerimientos de índole general o básicos, para asegurar una adecuada calificación posterior, es así como necesariamente todo material de base antes de ser analizado debe estar libre de materia orgánica y terrones de arcilla.

Entre estos requerimientos, específicamente en los agregados gruesos, se indica que aquellos materiales de tamaño superior a los 5 milímetros (tamiz n°4) deben estar compuestos de fragmentos de roca, grava o escorias, con capacidades de resistencia y durabilidad.

Por su parte, los agregados finos (aquellos materiales menores a 5 milímetros) constituidos por arenas naturales o trituradas tienen una restricción en cuanto a la cantidad de material inferior a los 0,08 mm, ya que éste no debe ser superior a dos tercios de la cantidad de material que pasa los 0,5 milímetros.

2.1.1.2 Graduación de las Bases

Para la Región de Valparaíso las bases granulares deben ser de graduación cerrada y ajustarse a una banda granulométrica, ya sea la TM 50-b, TM 50-c ó TM 25, tal como se muestra en la tabla 2.1. Esta graduación responde a la necesidad de obtener bases más densas y resistentes con el fin de impedir la infiltración de las gotas de aguas provenientes de la escorrentía superficial.

Tabla 2.1- Bandas Granulométricas para Sub – Bases, Bases y Capas de Rodadura [1]

Tamiz (mm)	TM-50a	TM-50b	TM-50c	TM-40a	TM-40b	TM-40c	TM-25
50	100	100	100				
40	-	70 – 100	-	100	100	100	
25	55 – 100	55 – 85	70 – 100	70 – 100	80 – 100	80 – 100	100
20	-	45 – 75	60 – 90	50 – 80	-	-	70 – 100
10	30 – 75	35 – 65	40 – 75	25 – 50	50 – 80	50 – 80	50 – 80
5	20 – 65	25 – 55	30 – 60	10 – 30	35 – 65	35 – 65	35 – 65
2.5	-	-	-	5 – 15	-	-	-
2	10 – 50	15 – 45	15 – 45	-	25 – 50	25 – 50	25 – 50
0,5	5 – 30	5 – 25	10 – 30	0 – 5	10 – 30	15 – 30	10 – 30
0,08	0 - 20	0 - 10	0 - 15	0 - 3	5 - 15	5 - 20	0 - 15

El análisis granulométrico permite estudiar el tamaño de las partículas y medir la importancia que tendrán según la fracción de suelo que representen. Si bien este análisis es suficiente para las gravas y arenas, cuando se trate de materiales limosos u arcillosos es necesario complementarlo con ensayos que definan la plasticidad del material.

2.1.1.3 Cubicidad de Partículas

La cubicidad de partículas es un método para evaluar la cantidad porcentual de partículas con características chancadas, rodadas y lajeadas que se encuentran en un material. Estas características se encuentran en áridos mayores a 5 milímetros, indicado en el MC como un requisito un contenido mínimo para bases que formarán parte de pavimentos flexibles el 50% de partículas chancadas, las cuales corresponden a áridos tratados provenientes de un proceso industrial, que entrega partículas con caras rugosas y de forma irregular, cualidad favorable, ya que al poseer dos o más caras fracturadas promueven la formación de surcos de resistencia.

Las partículas rodadas, sin embargo, son áridos naturales que poseen caras lisas y suaves, por esta razón presentan una menor trabazón entre partículas y una menor capacidad de acomodación que las chancadas. Su cantidad porcentual, si bien en ocasiones es cercana a las chancadas, no debe excederlas.

Por otro lado, las partículas lajeadas deben estar presentes en un porcentaje bastante inferior o nulo, a modo de evitar que aquellas formaciones aplanadas y alargadas reduzcan la resistencia de la base, lo cual ocurre cuando la carga es aplicada a la parte plana del agregado a través de su dimensión más corta. Además, las partículas lajeadas son propensas a la segregación y a la ruptura durante la compactación creando finos adicionales.

2.1.1.4 Capacidad de Soporte (CBR)

Las diferentes capas granulares de los pavimentos flexibles interactúan unas con otras para ofrecer un grado de resistencia al paso de los vehículos, donde valores elevados en su capacidad de soporte mejoran el apoyo de estas capas. Esta propiedad es reconocida como una de las más importantes en el estudio de los suelos y es determinada mediante un ensaye llamado Razón de Soporte de California o CBR.

El ensaye fue inventado por la División de Carreteras de California en 1929 con el objetivo de crear un índice de resistencia en un suelo, basándose en un método que consiste en compactar una muestra de suelo en laboratorio donde el tamaño máximo del árido es 20 milímetros, bajo una humedad óptima y niveles de compactación variables, midiendo así la resistencia al corte o punzonamiento en un área de la masa de suelo mediante la penetración de un pistón de 50 milímetros de diámetro (Figura 2.1). Esto permite obtener una relación expresada en porcentaje de la presión necesaria para hacer penetrar el pistón y la que se requiere para producir las mismas deformaciones en un material chancado normalizado, con el fin de obtener un parámetro solicitado por los procedimientos de diseño AASHTO 1993 conocido como Módulo Resiliente.



Figura 2.1- Imagen Máquina para determinar el Índice de CBR (elaboración propia)

Cabe señalar que antes de realizar el ensaye la muestra de suelo se satura para simular la condición más desfavorable en cuanto a drenaje de un camino y para determinar su posible expansión. Esta condición es requisito en la Región de Valparaíso, donde la precipitación media anual es mayor a los 50 milímetros.

Los valores del índice de CBR generalmente oscilan entre 0 y 150%, siendo el valor de 80% de CBR al 95% de la densidad máxima compactada seca el requisito mínimo establecido por el MC Vol.5, según lo señalado en la Tabla 2.2 para los suelos de bases granulares que formarán parte de un pavimento flexible.

Tabla 2.2 - Requisitos para Bases Granulares según tipo de Capa de Rodadura. Graduación cerrada [1]

DESCRIPCION	CONCRETO ASFALTICO	TRATAMIENTO SUPERFICIAL	TRATAMIENTO SUPERFICIAL ALTO TRANSITO	METODO
Capacidad de Soporte (CBR) al 95% de la D.M.C.S., según el Método descrito en 8.102.7 del MC-V8.	mín. 80%	mín. 100%	mín. 120%	8.102.11
Material Chancado	mín. 50%	mín. 70%	mín. 90%	8.202.6

El parámetro obtenido de CBR también puede ser usado como un indicativo para el uso del material en las diferentes capas del pavimento, tal como se muestra en la Tabla 2.3.

Tabla 2.3 - Clasificación de las capas granulares de un pavimento flexible según el Índice de CBR (elaboración propia)

% CBR	CALIFICACIÓN	USO
≤ 5	MATERIAL INADECUADO	-
≥ 20	REGULAR	SUB-RASANTE
≥ 40	BUENA	SUB-BASE GRANULAR
≥ 80	EXCELENTE	BASE GRANULAR

2.1.1.5 Límites de Atterberg

Los límites de Atterberg o también llamados límites de consistencia son utilizados para caracterizar el comportamiento de los suelos finos, es decir, fracción de un suelo de un tamaño inferior a 0,5 milímetros, según lo estipulado en el MC Vol.8. Estos límites se basan en el concepto de que en un suelo puede encontrarse en distintos estados de consistencia, dependiendo de su humedad. Así, un suelo se encuentra en estado sólido cuando está seco, y al agregarle agua poco a poco va pasando a los estados de semisólido, plástico, semilíquido y finalmente líquido. Los rangos de humedad varían según el tipo de suelo y es en los puntos de transición o fronteras de un estado de consistencia a otro donde se expresan los denominados límites de Atterberg.

Estos límites de consistencia son propiedades de los suelos y con ellos se define la plasticidad, además son utilizados para la identificación y clasificación de los mismos.

El límite líquido, por su parte, lo entrega la máquina Casagrande, en ella se colocan dos porciones simétricas del material moldeado entre los estados líquido y plástico separados a 2 milímetros entre sí. Como resultado, se obtiene la humedad necesaria para que ambas porciones fluyan y entren en contacto en una longitud de 10 milímetros aplicando 25 golpes.

Por otro lado, el límite plástico se encuentra en la frontera de los estados plásticos y semisólidos y es representado como la humedad necesaria para que bastoncitos cilíndricos de 3 milímetros de diámetro se disgreguen en porciones inferiores a 1 centímetro de largo y no puedan ser reconstituidos. Es otras palabras, el comportamiento plástico es aquella propiedad que presentan los suelos para aceptar deformaciones hasta un cierto límite sin romperse y de la misma forma, si

un suelo no es capaz de soportar las deformaciones sin romperse se clasificará como no plástico (NP).

Finalmente, el índice de plasticidad es la diferencia entre el límite líquido y el límite plástico y no debe ser superior a 6% para las bases granulares de pavimentos asfálticos. Este parámetro es limitado a un valor pequeño debido a que la presencia de finos plásticos en los materiales para bases provoca una reducción de la resistencia de la base granular y sub – base.

2.1.1.6 Desgaste de Los Ángeles

El método o ensaye para determinar la resistencia a la abrasión de los áridos gruesos se realiza por medio de la Máquina de los Ángeles, este método es una adaptación de la Norma Chilena 1369-78, que como resultado entrega un índice de desgaste del árido que está relacionado con su resistencia a la abrasión por medios mecánicos y también a la capacidad resistente de las estructuras que serán fabricadas con este material.

El ensaye consiste en analizar granulométricamente una muestra de áridos mayores a 2,5 milímetros, los cuales deben estar lavados y secos, eligiendo el grado que mejor represente la granulometría de la muestra (Tabla 2.4) Seguidamente se obtiene como resultado la mayor sumatoria de los porcentajes parciales retenidos en los tamices indicados para cada grado con el propósito de ensayar la mayor proporción posible del árido original.

Tabla 2.4 - Grados utilizados en el Ensayo de Desgaste de Los Ángeles, definido por sus rangos de tamaños en mm [1]

Tamaños de partículas (mm)	1	2	3	4	5	6	7
	(80-40)	(50-25)	(40-20)	(40-10)	(20-10)	(10-5)	(5-2,5)
Tamaño de las fracciones (g)							
80 – 63	2.500 ± 50						
63 – 50	2.500 ± 50						
50 – 40	5.000 ± 50	5.000 ± 50					
40 – 25		5.000 ± 25	5.000 ± 25	1.250 ± 25			
25 – 20			5.000 ± 25	1.250 ± 25			
20 – 12,5				1.250 ± 10	2.500 ± 10		
12,5 – 10				1.250 ± 10	2.500 ± 10		
10 – 6,3						2.500 ± 10	
6,3 – 5						2.500 ± 10	
5 – 2,5							5.000 ± 10
Masa inicial de muestra (Mi)	10.000 ± 100	10.000 ± 75	10.000 ± 50	5.000 ± 10	5.000 ± 10	5.000 ± 10	5.000 ± 10
Esferas							
- número	12			12	11	8	6
- masa (g)	5.000 ± 25			5.000 ± 25	4.584 ± 25	3.330 ± 25	2.500 ± 15
Número de Revoluciones	1.000			500			

La muestra del árido grueso a ensayar es ingresada en un tambor giratorio de acero de 710 milímetros de diámetro colocado de manera horizontal, seguidamente, la muestra es impactada repetidas veces por unas esferas de acero de aproximadamente 47 milímetros de diámetro y de masas variables introducidas en el tambor donde actuarán como la carga abrasiva.

Después de un número de ciclos determinados se mide la variación granulométrica del agregado como la diferencia de material inferior a los 1,7 milímetros de abertura antes y después del ensaye, a modo de expresar la pérdida de material o desgaste como el porcentaje de pérdida de masa de

la muestra con respecto a su masa inicial. A este valor numérico se le denomina coeficiente de desgaste Los Ángeles.

Por lo general, se puede decir que coeficientes superiores a 50% corresponden a áridos de mala calidad, no aptos para la construcción de capas granulares. Por el contrario, coeficientes inferiores a 20% corresponden a áridos con resistencia al desgaste suficiente para cualquier posible aplicación, y en particular, para capas de rodadura bituminosas que hayan de soportar tráfico pesado.

El requisito estipulado por el MC Vol.8 indica que la fracción gruesa de las bases granulares deberán tener una resistencia al desgaste medida en la máquina de Los Ángeles de no más de 35%.

2.1.1.7 Equivalente de Arena

El Equivalente de Arena es un ensaye de laboratorio, que se realiza con el objeto de determinar las proporciones relativas de finos plásticos o arcillosos de los áridos, en una muestra de áridos menores a 5 milímetros.

La fracción fina de los materiales granulares y en particular de la fracción arcillosa define en forma relevante el comportamiento mecánico del conjunto, por ello se necesita la menor cantidad de finos posible, sobre todo de arcillas, que son los materiales que en contacto con el agua causan un gran daño al pavimento. En consecuencia, es necesario saber si la cantidad de finos que contienen los materiales que serán utilizados en la estructura del pavimento es la adecuada. Por esta razón, el ensaye es particularmente útil en el análisis de áridos con altos contenidos de partículas inferiores a 0,08 milímetros.

Así, el método se fundamenta en liberar de una muestra de ensayo los posibles recubrimientos de arcilla adheridos a las partículas de arena mediante la adición de una solución coagulante que favorece la suspensión de las partículas finas sobre la arena, determinando su contenido respecto de las partículas de mayor tamaño, siendo el requisito expuesto por el MC-Vol. 5 un equivalente de arena superior al 25%.

2.1.1.8 Sales Solubles

Muchos de los fenómenos que determinan el comportamiento de los suelos son complejos y no siempre pueden reducirse a causas puramente mecánicas, sino que en ocasiones intervienen factores de otra índole (químicos, ambientales, etc.), provocando un comportamiento singular del terreno.

En el MC-Vol. 8, se define el método que establece los procedimientos analíticos para determinar en los áridos la cantidad de sustancias químicas, como lo son los cloruros y sulfatos solubles en agua. Estas sustancias, si están presentes en las bases granulares, se exigen en cantidades limitadas, según lo estipula el MC Vol.5, no deben ser superiores al 4%, en relación al peso de la muestra extraída en la descripción del método en el MC Vol.8, puesto que, un contenido superior a éste es un factor perjudicial, debido a que su disolución puede implicar asentamientos totales y diferenciales que afecten la obra, además de disminuir la permeabilidad del suelo.

2.1.2 Composición y comportamiento de los suelos

Los materiales granulares colocados como parte de la estructura de un pavimento tienen alta resistencia bajo condiciones de compactación apropiadas y de humedad óptima, sin embargo, si se permiten saturar por deficiencias en el drenaje, esta resistencia se ve disminuida y por lo tanto, las cargas vehiculares pueden afectar su comportamiento. Lo anterior es fácilmente comprobable con los ensayos de CBR, con los cuales se concluye que un material compactado adecuadamente, si se permite saturar, su valor de CBR o resistencia se ve reducido.

La influencia del agua por lo tanto, en el comportamiento de la estructura del pavimento es definitiva, ya que puede afectar la resistencia de los materiales y por otra parte, inducir presiones hidrostáticas que pueden generar sobreesfuerzos en la carpeta de rodadura al tratar de levantarla y destruirla. Para comprender el efecto que produce en estos materiales la influencia del agua es necesario estudiar la composición y diversas propiedades de los suelos, que darán lugar a comportamientos particulares debido a las distintas condiciones a las que se le vea sometido.

2.1.2.1 Composición de los Suelos

El suelo es una delgada capa de materiales no consolidados orgánicos e inorgánicos como los minerales y son de diversos tamaños, aunque si bien pueden estar separados, muchas de estas partículas están unidas entre sí formando agregados. Entre partículas y agregados existe un sistema de poros interconectados de distintas formas y tamaños.

El análisis granulométrico explicado en el capítulo anterior como uno de los parámetros requeridos para la aceptación de las bases granulares según el MC Vol. 5 representa el dato más valioso para interpretar la génesis y las propiedades de los suelos.

2.1.2.2 Partículas del Suelo

Las partículas minerales presentes en los suelos son tres: las arcillas (Figura 2.2), limos (Figura 2.3) y arenas (Figura 2.4). Las arcillas son el producto final de la meteorización de los silicatos y presentan tamaños inferiores a dos micrones con características bien definidas. Los limos, por su parte, tienen una granulometría comprendida entre la arena y la arcilla, presentan un tamaño entre dos y cincuenta micrones. Las arenas corresponden a partículas de roca disgregada de tamaños superiores a cincuenta micrones pero no mayor a dos milímetros. Su componente principal es el sílice, generalmente en forma de cuarzo.



Figura 2.2 - Arcilla (elaboración propia)



Figura 2.3 - Limo



Figura 2.4 - Arena (elaboración propia)

Mientras las partículas de arena y limo son consideradas inertes, las partículas de arcilla, debido a su mayor área superficial por unidad de masa, tienen un efecto más notorio sobre el comportamiento del suelo. Estas partículas absorben agua y se hidratan, causando expansión, y contracción del suelo cuando se seca.

2.1.3 Clasificación de los Suelos

Teniendo en cuenta que en la naturaleza existe una gran variedad de suelos, asimismo podemos encontrar diversas propiedades y combinaciones. Es por ello que se han desarrollado métodos que conlleven a una clasificación para los múltiples intereses ingenieriles. Cada uno de estos métodos tiene prácticamente, su campo de aplicación según la necesidad y uso que los haya fundamentado. [7]

El Sistema de Clasificación de Suelos consiste en una agrupación de suelos con características semejantes cuyo propósito es estimar fácilmente las propiedades de un suelo por comparación con otros del mismo tipo, cuyas características se conocen [7].

2.1.3.1 Clasificación AASHTO

El sistema de clasificación de la AASHTO se creó en 1929 por la American Association of State Highway and Transportation Officials y el Committee on Classification of Materials for Subgrades and Granular Type Roads of the Highway Research Board de la ASTM.

La clasificación se basa en las características de los granos, en cuanto a su tamaño y plasticidad clasificando el suelo a analizar en siete grupos principales identificándolos desde A-1 hasta A-7. La Tabla 2.5 ilustra el Sistema de Clasificación AASHTO actual bajo la versión de la Guía de Diseño AASHTO 1993.

Los tres primeros grupos corresponden a suelos granulares gruesos, cuyo material que pasa por la malla mas fina (n° 200) debe corresponder a un porcentaje igual o inferior al 35%. Los cuatro grupos restantes (desde A-4 hasta A-7) son suelos cuyo tamaño del grano es menor, en consecuencia el porcentaje que pasa la malla n°200 es superior al 35% y se denominan suelos finos donde encontramos suelos del tipo limoso o arcilloso.

Esta clasificación se fundamenta en estos dos criterios:

Tamaño de grano: donde encontramos tres tamaños principales: grava, arena y finos (limo y arcilla). Las partículas de tamaño superior a los 80 mm deben ser excluidas, no obstante, se deja registro de la cantidad encontrada en la muestra de suelo.

Plasticidad: cuando el índice de plasticidad de una muestra de suelo se encuentra comprendido entre valores que van desde 0 hasta 10, se dice que el material es limoso. Si por el contrario, este índice equivale a un valor superior a 10, nos referimos a arcillas.

Por otro lado, para evaluar la calidad de un suelo desde el punto de vista de vías, se desarrolló una expresión matemática conocida como Índice de Grupo, este índice es escrito entre paréntesis después del símbolo del grupo. La ecuación 2.1 indica la fórmula que permite su obtención.

$$IG = (F - 35) * (0,2 + (0,005 * (LL - 40))) + 0,01 * (F - 15) * (IP - 10) \quad (\text{ecuación 2.1})$$

Donde:

F: fracción de la muestra de suelo que pasa a través de la malla n°200.

LL: límite líquido del suelo

IP: índice de plasticidad del suelo.

Sin embargo, se necesita conocer algunas reglas respecto al uso correcto de la ecuación anterior.

Por ejemplo; el valor del IG no está acotado superiormente, pero si inferiormente, es decir, no puede ser menor a cero, por ende, si la ecuación arroja un valor negativo, se informa un valor para $IG = 0$. Otra regla que se utiliza es entregar un valor en número entero, por ello, si resulta un número con decimales, éste debe aproximarse al entero más cercano. Además, de manera particular, los IG de las clasificaciones A-1, A-3, A-2-4 y A-5 siempre serán el mínimo, es decir, cero. Los subgrupos A-2-6 y A-2-7 deben calcularse sólo con la segunda parte de la Ecuación 2.1, la cual depende exclusivamente del índice de plasticidad, tal como se muestra en la Tabla 2.5.

Finalmente si el suelo es no plástico (NP) o bien el LL no puede ser determinado, el IG se debe considerar como cero.

El grupo de clasificación, incluyendo el índice de grupo, se usa para determinar la calidad relativa de suelos de terraplenes, material de subrasante, subbases y bases.

Tabla 2.5 - Sistema de Clasificación AASHTO [7]

SISTEMA DE CLASIFICACIÓN AASHTO											
Clasific. General	Suelos Granulares ($\leq 35\%$ pasa 0,08 mm)						Suelos Finos ($> 35\%$ Bajo 0,08 mm)				
Grupo	A-1		A-3	A-2				A-4	A-5	A-6	A-7
Sub-Grupo	A-1a	A-1b		A-2-4	A-2-5	A-2-6*	A-2-7*				A-7-5** A-7-6**
2 mm	≤ 50										
0,5 mm	≤ 30	≤ 50	≥ 51								
0,08 mm	≤ 15	≤ 25	≤ 10	≤ 35				≥ 36			
WL				≤ 40	≥ 41	≤ 40	≥ 41	≤ 40	≥ 41	≤ 40	≥ 41
IP	≤ 6		NP	≤ 10	≤ 10	≥ 11	≥ 11	≤ 10	≤ 10	≥ 11	≥ 11
Descripción	Gravas y Arenas		Arena Fina	Gravas y Arenas Limosas o Arcillosas				Suelos Limosos		Suelos Arcillosos	
	** A - 7 - 5 : $IP \leq (WL - 30)$						** A - 7 - 6 : $IP > (WL - 30)$				
	$IG = (B / 0,08 - 35) (0,2 + 0,005 (WL - 40)) + (B / 0,08 - 15) (IP - 10) \times 0,01$										
	* Para A - 2-6 y A - 2-7 :					$IG = (B / 0,08 - 15) (IP - 10) \times 0,01$					
	Si el suelo es NP \rightarrow					$IG = 0$; Si $IG < 0 \rightarrow IG = 0$					

2.1.3.2 Sistema de Clasificación Unificado de Suelos (USCS)

En 1942 Casagrande desarrolló un sistema de clasificación de suelos como una herramienta para ser usada en las construcciones diseñadas por el Cuerpo de Ingenieros del Ejército de Estados Unidos para la construcción de pistas de aterrizaje durante la II Guerra Mundial. Esta misma institución en 1952, bajo la cooperación de Bureau of Reclamation, revisó el sistema de clasificación desarrollado hacía ya diez años y fue ligeramente modificado. Así nace el Sistema de Clasificación Unificado de Suelos (USCS), el cual fue adoptado por American Society of Testing Materials (ASTM) como parte de sus métodos normalizados siendo hoy en día, el más utilizado por los ingenieros en la clasificación de suelos.

La clasificación es basada en las propiedades de plasticidad y en la distribución del tamaño de grano, según esta última, el sistema divide el suelo en dos grandes grupos.

Suelo de grano grueso: son las gravas y arenas donde el porcentaje retenido en la malla n° 200 (0,08 mm) es superior al 50% en peso de granos. Las gravas se representan por el símbolo G, y son aquellas en que más de la mitad, en peso, de las partículas gruesas son retenidas en el tamiz de 5 mm. Las arenas se representan por el símbolo S y corresponden a suelos en los que más de la mitad pasa por el tamiz de 5 mm, y es retenido en la malla n°200.

Estos suelos son aquellos donde la distribución del tamaño y la forma de los granos influye notablemente en las propiedades ingenieriles del suelo.

A ambas letras (G y S) se les adiciona una segunda letra, a modo complementario para identificar su graduación, tal como se describen en la Tabla 2.6.

Tabla 2.6 - Tipos de Símbolos respecto a la Distribución de las Partículas

SIMBOLO	DESCRIPCION
W	BUENA GRADUACION ; CON POCO O NINGUN FINO
P	GRADUACION REGULAR O MALA; CON POCO FINO
M	CONTIENE LIMO Y ARENA
C	CONTIENE ARCILLA Y/O ARENA

Suelo de grano fino: son los suelos en los cuales en 50% o más pasa la malla n° 200. En estos suelos se incluyen las fracciones limos (M), arcillas (C) y las fracciones de carácter orgánico como lo son: limos o arcillas orgánicas (O). En los suelos finos son las propiedades de plasticidad las usadas para su clasificación, es por ello que también estas letras son seguidas de otros símbolos que dependen de la magnitud del límite líquido e indica la compresibilidad relativa [7]. Los símbolos que se adicionan a la clasificación se muestran en la Tabla 2.7.

Tabla 2.7 - Símbolos que representan la Magnitud del Límite Líquido [7]

SIMBOLO	DESCRIPCION
H	LIMITE LIQUIDO > 50
L	LIMITE LIQUIDO ≤ 50

2.1.4 Propiedades de los Suelos

Las propiedades del suelo en un determinado sitio reflejan las características de la roca subyacente, la influencia climática, las características de la vegetación, el régimen de humedad del suelo, entre otras cosas.

En la Figura 2.5 se muestran esquemáticamente estas tres fases de la materia, de las cuales se obtienen las relaciones de índice de vacíos y porosidad.

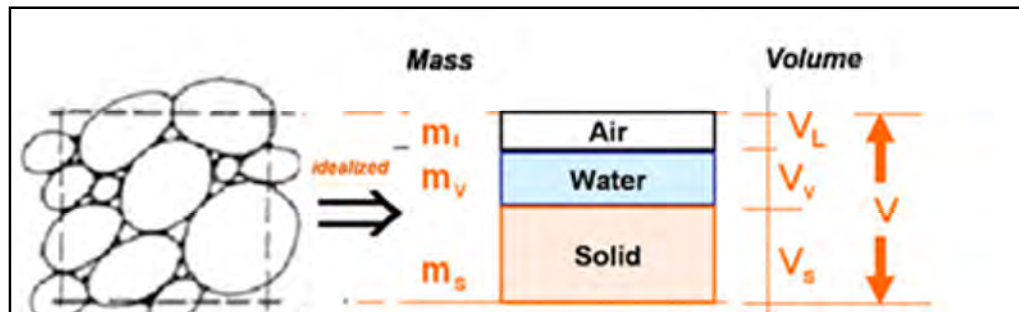


Figura 2.5 - Fases de la materia presente en los suelos [8]

Índice de Vacíos o índice de poros de un suelo (e):

$$e = \frac{V_v + V_L}{V_s} \quad (\text{ecuación 2.2})$$

Porosidad (n):

$$n = \frac{V_v + V_L}{V} \quad (\text{ecuación 2.3})$$

Relación Porosidad – índice de vacíos:

$$n = \frac{e}{e+1} \quad (\text{ecuación 2.4})$$

Donde:

V_V : Volumen de vacíos (aire)
 V_l : Volumen de líquido (agua)
 V_s : Volumen de sólido
 V : Volumen total ($V_s + V_V + V_l$)

La diferencia entre estos los distintos componentes presentes en el suelo radica fundamentalmente en el tamaño de las partículas y de los poros o espacios que al estar separados entre sí dan lugar a distintas propiedades, como lo son la capilaridad y porosidad.

2.1.5 Capilaridad

La capilaridad es una propiedad de los suelos donde cuyos poros de tamaño mediano o pequeño facilitan el ascenso del agua a través de ellos en dirección hacia las capas más superficiales, formando finísimas columnas de agua. En el suelo encontramos millones de estas columnas de agua que se denominan tubos capilares.

En presencia de lluvia, el agua excedente circula por debajo de la tierra a través de los tubos capilares y cuando el suelo está seco, estos mismos tubos transportan el agua a la superficie en un movimiento contrario al de la gravedad, siempre y cuando el agua se encuentre en contacto con ambas paredes del tubo capilar y estas paredes se encuentren suficientemente juntas.

La capilaridad se explica ante la existencia de dos fuerzas responsables del fenómeno, como lo son: fuerza de atracción entre las moléculas de agua (cohesión) entendida también como tensión superficial y la fuerza producida ante la atracción del agua por superficies sólidas (adhesión). En otras palabras, la cohesión es la atracción entre las moléculas de una misma sustancia, mientras que la adhesión es la atracción entre moléculas de diferentes sustancias [9], la cual disminuye rápidamente con si aumenta la distancia de la superficie sólida.

2.1.6 Porosidad

La porosidad expuesta en la Ecuación 2.3 se entiende como una relación existente expresada en porcentaje, entre el volumen de poros de un suelo y el volumen total. En suelos secos los poros estarán ocupados por aire y en suelos inundados, por agua. Los factores que la determinan son principalmente la textura, estructura y la cantidad de materia orgánica [15].

La porosidad es un parámetro importante en el comportamiento del suelo frente a las fases líquida y gaseosa, siendo vital para la actividad biológica que éste pueda soportar.

El movimiento del agua y del aire a través del suelo es determinado, en gran medida por el tamaño de los poros [15]. Los poros en el suelo usualmente se dividen en dos tipos según su tamaño: los macroporos y los microporos o también llamados poros capilares.

Los macroporos son extremadamente importantes en el movimiento del agua (infiltración, percolación y drenaje), intercambio gaseoso (oxígeno y dióxido de carbono) y además proveen espacio para el crecimiento de las raíces (canales). Los macroporos tienen un diámetro mayor a

0.10 mm (algunos científicos citan valores de 0.075 mm), mientras que los microporos tienen un diámetro menor a 0.10 mm [16].

Los macroporos facilitan una rápida percolación del agua y el movimiento del aire, en tanto que los microporos dificultan el movimiento del aire y retienen gran cantidad de agua por capilaridad; por consiguiente, los microporos son muy importantes en lo que se refiere a la retención del agua en el suelo, y los macroporos son de gran valor en lo que se refiere a la aireación y al drenaje interno del suelo [15].

Los suelos arenosos son ricos en macroporos, permitiendo un rápido drenaje del agua, pero tienen una muy baja capacidad de retener el agua, mientras que los suelos arcillosos son ricos en microporos, y pueden manifestar una escasa aeración, pero tienen una elevada capacidad de retención del agua.

La porosidad es considerada una propiedad que tiene directa relación con la permeabilidad. Esta relación se debe a que un material será o no permeable según sea su facultad con la que el agua circulará a través de los poros, en consecuencia, para que un material sea considerado permeable debe tener espacios vacíos o poros de ciertos tamaños, muchas veces interconectados, por los que circulará el agua. El agua podrá fluir fácilmente a través de un suelo de poros grandes con una buena conectividad entre ellos. Los poros pequeños como el mismo grado de conectividad tienden a tener una baja permeabilidad, ya que el agua fluiría a través del suelo más lentamente. Es posible tener cero permeabilidad (ausencia de flujo) en un suelo de alta porosidad si los poros están aislados (no conectados). También es posible tener permeabilidad cero si los poros son muy pequeños, como en el caso de la arcilla [17].

CAPÍTULO III – REVISIÓN BIBLIOGRÁFICA: BASES GRANULARES CON ADICIONES DE MATERIAL DEGRADABLE. REGIÓN DE VALPARAÍSO.

3.1 Ampliación Camino La Pólvara, Enlace Ruta 68 – Quebrada las Animas, Dm 0,000 a Dm 17.864,240.

3.1.1 Descripción General de las Obras

El proyecto de Acceso Sur propuesto por el Ministerio de Obras Públicas consideraba generar un acceso tanto al Puerto de Valparaíso como a la ciudad por el sector sur de ésta, mediante la construcción de un camino de 23 Km de longitud, que une la Ruta 68 a través de la ruta F-724 (antiguo Camino La Pólvara), en el sector de Placilla, con el sector sur de la Ciudad de Valparaíso. Debido a la magnitud de este proyecto, se dividió en cuatro etapas:

Primera etapa: Ruta 68 – Sector Puertas Negras. Etapa construida que correspondía a un camino de 11,4 Km de longitud con una calzada de pavimento asfáltico.

Segunda etapa: Sector Puertas Negras – Quebrada Las Ánimas. Etapa construida que consistía en una camino de 5,1 Km de longitud con una calzada de pavimento asfáltico. Incluía también un viaducto en la Quebrada la Fábrica de una longitud de 120m y un enlace a desnivel en el cruce con el camino a Laguna Verde.

Tercera etapa: Construcción del túnel T - 3 de 437,5 metros, túnel T – 1 de 2.150 metros, túnel T – 2 de 309 metros y la construcción de dos viaductos, Las Lúcumas y acceso a puerto de 330m y 300m de largo respectivamente, además de obras de seguridad vial, paisajismo y la construcción de un Camino Costero.

Las obras que corresponden a la cuarta etapa del proyecto, materia de este trabajo, se denominan “Ampliación Camino la Pólvara” llamado a Licitación por Ministerio de Obras Públicas en Octubre de 2006, el cual fue desarrollado por la Empresa Consultora R&Q Ingeniería S.A. y ejecutado por la Constructora COP – Construcciones y Pavimentos Ltda. entre los años 2007- 2008. Los trabajos se llevaron a cabo entre la Ruta 68 y la entrada al Túnel - 3, en el sector de la Quebrada Las Ánimas.

Las obras propiamente tal se inician en el Dm 1.024 del actual camino La Pólvara, al término del enlace con la Ruta 68, y finalizan en el Dm 17.864, llegando hasta poco antes del Túnel - 3, cruzando de este a oeste, por el norte de la localidad de Placilla, instalaciones de la ZEAL y cruce Laguna Verde. La ubicación se ve detallada en la Figura 3.1.



Figura 3.1: Ubicación del Proyecto Ampliación Camino La Pólvora

El objetivo principal de estas etapas consistía en evitar el ingreso de camiones de grandes dimensiones y alto tonelaje al centro de la ciudad de Valparaíso, creando, como se dijo anteriormente, un nuevo acceso sur a la ciudad posibilitando así una nueva alternativa de desarrollo en este sector con el propósito de reducir los tiempos y costos para acceder al puerto y a su vez disminuir los impactos negativos del tránsito de camiones sobre Valparaíso. Sin duda esta era una problemática habitual ante el gran volumen que ingresaba por Avenida Argentina, considerada una de las vías principales de acceso a la ciudad puerto.

Los trabajos contratados para la cuarta etapa correspondían a una nueva habilitación que involucró la ampliación de cuatro pistas en calzada asfáltica, dos por sentido del tránsito, con el fin de guiar los flujos vehiculares que transitaban por la Ruta 68 (Santiago – Valparaíso) en dirección al o desde el puerto en forma directa por la nueva alternativa.

La ampliación a doble calzada se llevó a cabo en los primeros 10 kilómetros del camino, que originalmente eran de una calzada bidireccional de dos pistas de circulación. Debido al trazado sinuoso y ondulado característico en ese tramo, lo cual afecta la velocidad de operación, y en forma especial la posibilidad de adelantamiento, es que se proyectó el ensanche de la calzada y la Datos obtenidos del Informe Final. Asesoría a la Inspección Fiscal Ampliación Camino la Pólvora, Sector Enlace Ruta 68 – Quebrada las Ánimas. Tramo Dm 0.000 – Dm 17.864,24. Provincia de Valparaíso, Quinta Región. Septiembre, 2008.

incorporación de una mediana de 1 metro, aumentando así, a 2 pistas para cada sentido del tránsito. Esto, en conjunto con la incorporación de defensas de hormigón tipo F en la mediana reduciría en su totalidad el riesgo de colisiones frontales.

Las obras consideraban además, algunos alargues de las obras de arte y el reemplazo casi por completo de las obras de drenaje superficial, ya sea porque su emplazamiento quedaba dentro de la nueva calzada o simplemente porque al mantener los peraltes estas obras existentes quedaban bajo la cota necesaria.

3.1.2 Materiales utilizados en la Obra Ejecutada

3.1.2.1 Subrasante

El Laboratorio de Autocontrol, realizado por la Constructora COP certificó la calidad del material y grado de compactación, resultando satisfactorios los resultados obtenidos, según lo indicado y especificado por el Manual de Carreteras (MC) del Volumen 5.

3.1.2.2 Capas Granulares

El Laboratorio de Autocontrol certificó la calidad del material de sub-base y base granular, cumpliendo las especificaciones técnicas en general, con un espesor entregado por ambas capas de 25 cm.

En la confección de Sub-base granular, $CBR \geq 40\%$, se empleó la banda TM-50a y los materiales se produjeron en la obra misma. Los materiales integrales eran provenientes de pozo Conovia ubicado en la localidad de Concón.

En lo referente a la base granular, la procedencia de los materiales también correspondían a áridos extraídos del pozo Conovia, además de áridos entregados por parte de la Empresa Ferrovial.

Es preciso mencionar que en algunos materiales se detectaron anomalías producto de un CBR inferior a lo establecido por el MC del Vol.5, es decir, inferior al 80%. Los ensayos de la ITO indicaron esta observación, la cual al ser comunicada al autocontrol fue corregida de forma inmediata para subsanar la anomalía detectada.

Cabe señalar que el contratista empleó, en una primera instancia, para la confección de las bases granulares, la banda TM – 50c, y posteriormente se ajustó a los rangos establecidos en la banda TM – 50b.

Informe Final de Asesoría emitido en Septiembre de 2008 por la Consultora R&Q Ingeniería S.A., indicaba que el Autocontrol se apegó a las especificaciones técnicas exigidas en los resultados de los controles de compactación realizados y en cumplir con la calidad del material empleado.

En la sección de Controles de Laboratorio, del mismo informe, se exponen los resultados de los análisis efectuados en el transcurso de las obras cada quince días por el Laboratorio de Autocontrol de la Constructora COP (resumidos en la Tabla 3.1) y del Laboratorio de Asesoría de la Consultora R&Q Ingeniería S.A., (resumidos en la Tabla 3.2) verificando el cumplimiento de las

Datos obtenidos del Informe Final. Asesoría a la Inspección Fiscal Ampliación Camino la Pólvara, Sector Enlace Ruta 68 – Quebrada las Ánimas. Tramo Dm 0.000 – Dm 17.864,24. Provincia de Valparaíso, Quinta Región. Septiembre, 2008.

actuales normativas en lo referente a los materiales utilizados. Posteriormente en la Tabla 3.3 se entrega un resumen de los ensayos realizados a la base granular inalterada después de 5 años.

Finalmente, Asesoría concluye sus funciones el día 9 de Septiembre de 2008.

Tabla 3.1 - Resumen de ensayos realizados por el Laboratorio de Autocontrol Constructora COP – Construcciones y Pavimentos Ltda. a materiales de Base Granular utilizados en el contrato.

Requisitos Para Bases Granulares Manual de Carreteras		AUTOCONTROL		
		N° Controles	Rangos / Resultados	Condición
Bandas Granulométricas	TM-50b, TM-50c o TM-25	40	TM-50b	CUMPLE
Capacidad de Soporte (CBR) al 95% de la D.M.C.S.	≥ 80%	31	82 - 156%	CUMPLE
Cubicidad de Partículas: %Chancado	≥50%	22	53 - 88%	CUMPLE
Desgaste de Los Ángeles	≤ 35%	5	15 - 29%	CUMPLE
índice de Plasticidad (IP)	≤ 6%	30	NP	CUMPLE
Sales Solubles	≤ 4%	1	0,09	CUMPLE
Equivalente de Arena	≥ 25%	5	27 - 62%	CUMPLE

Tabla 3.2 - Resumen de ensayos realizados por Asesoría Consultora R&Q Ingeniería. S.A., a materiales de Base Granular utilizados en el contrato

Requisitos Para Bases Granulares Manual de Carreteras		ASESORIA		
		N° Controles	Rangos / Resultados	Condición
Bandas Granulométricas	TM-50b, TM-50c o TM-25	36	TM-50b	CUMPLE
Capacidad de Soporte (CBR) al 95% de la D.M.C.S.	≥ 80%	30	80 - 117%	CUMPLE
Cubicidad de Partículas: %Chancado	≥50%	34	51 - 88%	CUMPLE
índice de Plasticidad (IP)	≤ 6%	36	0-6%	CUMPLE

Tabla 3.3 - Resumen de ensayos realizados a los áridos de Base Granular existente inalterada después de 5 años. (elaboración propia)

Bandas Granulométricas	No se Ajusta a Banda TM-50c
Capacidad de Soporte (CBR) al 95% de la D.M.C.S.	56
Cubicidad de Partículas: %Chancado	77
índice de Plasticidad (IP)	NP

3.1.2.3 Capas Asfálticas

- Concreto Asfáltico de Rodadura
- Concreto Asfáltico, capa intermedia o binder

Datos obtenidos del Informe Final. Asesoría a la Inspección Fiscal Ampliación Camino la Pólvara, Sector Enlace Ruta 68 – Quebrada las Ánimas. Tramo Dm 0.000 – Dm 17.864,24. Provincia de Valparaíso, Quinta Región. Septiembre, 2008.

- Base Asfáltica graduación gruesa

Las obras de pavimentación con mezcla asfáltica fueron ejecutadas sin mayores inconvenientes técnicos. Los controles de contenido asfáltico realizados cumplieron con las dosis especificadas y los controles granulométricos se ajustaron a las bandas de trabajo de los estudios de dosificaciones en uso.

En el Informe Final de Asesoría se hace hincapié que desde el Dm 1.060 al Dm 9.894 se procedió a la colocación de las tres capas indicadas anteriormente en las nuevas pistas, la tres y la cuatro, respectivamente. Y en las pistas 1 y 2 sólo se hizo un recapado sobre el pavimento existente. El detalle de los espesores se indica a continuación:

- Base asfáltica de graduación gruesa de 7 cm de espesor
- Concreto asfáltico, capa intermedia en un espesor de 6 cm
- Concreto asfáltico de rodadura espesor de 6 cm
- Total espesor: 19 cm pistas 3 y 4; y en pistas 1 y 2 solo recapado asfáltico de 5 cm

Desde el Dm 13.880 al 17.650 por la izquierda y desde el Dm 13.880 al Dm 17.250, denominado sector Basalco, se procedió a colocar dos capas en las pistas 3 y 4 respectivamente. Los espesores correspondieron a 6 cm de capa intermedia o binder y 5 cm al concreto asfáltico de rodadura, es decir, 11 cm en total de asfalto.

La labor del laboratorio ITO se circunscribió, entre otras, a chequear las calidades de los materiales de acuerdo a las exigencias del Manual de Carreteras vol. 5, y cuando se corroboraba que los estudios cumplían las exigencias se enviaban al Laboratorio Regional de Vialidad (LRV) V Región para sus visaciones correspondientes.

3.1.2.4 Adición de Material Degradable

La adición del material fino degradable, maicillo, en las bases granulares no se ve reflejado como porcentaje o cantidad incluida en los análisis de forma separada, a modo de tener claro la cantidad ocupada por la constructora. Sin embargo, en los informes quincenales del Laboratorio por parte del Autocontrol queda reflejado en la granulometría de las bases un alto porcentaje del material fino inferior a los 0,08 milímetros, indicando valores que fluctúan en rangos cercanos al 10% y considerando que los áridos provenientes de ríos no arrojan cantidades tan elevadas, se puede asumir la presencia de finos adicionales.

El tamaño máximo de las partículas del maicillo es cercano a los 10 milímetros, de éstas predominan en proporciones significativas aquellas de tamaños cercanos a los 0,5 milímetros. En consecuencia, el tamiz N°40, (aquel que retiene los materiales superiores a 0,5 milímetros e inferiores a 2 milímetros en la granulometría) es un buen indicativo de la adición de este material.

Los porcentajes de material retenido en este tamiz son notoriamente superiores en las bases granulares con respecto al porcentaje retenido en los otros tamices, aunque en general, los valores retenidos en este tamiz están muy levemente por sobre lo retenido en la malla o tamiz 3/8" (que retiene material inferior a 20 milímetros y superior a 10 milímetros), considerado como el tamiz predominante en las granulometrías de las bases granulares chancadas habituales en la región. En consecuencia, esto no necesariamente refleja un porcentaje excesivo de maicillo adicionado a las bases, ya que también puede deberse a la propia granulometría del material y considerando que los distintos tamaños de los áridos se encuentran en el rango aceptado por la malla adoptada y no presentan aumentos significativamente superiores que denoten una anomalía no puede indicarse con total certeza un gran porcentaje de éstos.

Un segundo parámetro en observación es el ensaye Proctor, el cual entrega el valor de la densidad máxima compactada seca (D.M.C.S) bajo una humedad óptima, datos necesarios para desarrollar posteriormente el ensaye CBR que califica los materiales según parámetros establecidos por el Manual de Carreteras para su aceptación.

Los valores de las D.M.C.S. en las bases de la Región de Valparaíso se encuentran generalmente cercanos a los 2.250 Kg/cm³. El Laboratorio de Asesoría arrojó resultados similares o escasamente superiores en los 36 ensayes realizados. Por su parte el Laboratorio de Autocontrol realizó 40 ensayes de Proctor donde obtuvo en general, densidades minoritariamente inferiores en comparación al otro laboratorio, dichos resultados son cercanos a los 2.220 Kg/cm³.

Los materiales de base granular necesitan tener cantidades de material fino para llenar los vacíos y así aumentar sus densidades, sin embargo, un exceso de ellos provocaría disminuciones en las densidades. En otras palabras, al incorporar maicillo que si bien posee bastante finos, también es considerado un material liviano, sobre todo si se compara con los pesados áridos de las bases donde el tamaño máximo se encuentra en los 40 milímetros, por lo mismo, si se agrega una porción considerable de este material a las bases limpias, éstas disminuirían su D.M.C.S.

Los resultados de ambos laboratorios en el ensaye Proctor arrojan densidades medianamente elevadas, sin embargo, esto tampoco refleja con certeza la adición de maicillo, ya que por un lado podría estar presente en proporciones menores y por otro lado pueda deberse a la propia naturaleza del material.

El tercer parámetro observado es el índice de CBR. En ambos Laboratorios (Asesoría y Autocontrol) en el análisis del material de base granular se realizaron a lo largo de las obras alrededor de 30 ensayes de CBR, los cuales arrojaron valores entre 80 y 153%, con promedios de este índice de 92% para Asesoría y 100% para Autocontrol, esto demuestra que, considerando la cantidad de ensayes realizados, la mayoría de los resultados obtenidos eran bajo el 100%.

Los valores del índice de CBR, si bien están dentro de los parámetros establecidos por el Manual de Carreteras Vol.5 cumpliendo la exigencia en un porcentaje igual o superior al 80%, debiesen ser bastante mayores a los resultados expuestos por los laboratorios, ya que los áridos presentes en la Región de Valparaíso son de muy buena calidad y sus valores en cuanto a la capacidad de soporte están comprendidos en valores cercanos a 120%. Estos índices son aún más elevados cuando se trata de áridos provenientes de ríos como el Aconcagua.

Como el CBR disminuye al incluir material degradable en las bases granulares limpias (aún en muy bajas proporciones), es aquí donde queda reflejada la existencia de materiales con baja capacidad de soporte como el maicillo que fueron adicionados a áridos de muy buena calidad y un alto índice de CBR, para obtener finalmente una mezcla, que si bien cumple con los parámetros exigidos en el Manual de Carreteras Vol.5, ha disminuido considerablemente su capacidad resistente original.

3.1.3 Situación Actual

Actualmente el pavimento descrito en este capítulo tiene una edad de 5 años desde que fue puesto en servicio y ya se encuentra sobrepasado en cuanto a la cantidad de ejes equivalentes con los que inicialmente fue diseñado.

Esta realidad fue constatada en terreno tal cual lo demuestran las fotografías adjuntas en este capítulo, que fueron tomadas el día 4 de Agosto del presente año, a la pista 4. El pavimento presenta en zonas aisladas la presencia de baches y desprendimiento del pavimento producto de erosiones de su base granular (Figuras 3.2, 3.3 y 3.4). Además al transitar por el tramo en estudio es evidente encontrar en gran proporción la existencia de lechadas asfálticas para sellos de grietas (Figura 3.3).

Las deformaciones permanentes se desarrollan producto de la fatiga del material como consecuencia de los constantes ciclos de carga y descarga provocados por el tránsito vehicular y se manifiestan en forma de “baches” o hundimientos del pavimento, denotando así un deterioro evidente a nivel de base granular, cuando la carpeta asfáltica ya no es capaz de sobrellevar las tensiones producidas por los vehículos. Tal cual se muestra en la Figura 3.2.

Los principales factores que determinan esta deformación son: el nivel de esfuerzo; número de aplicaciones de carga; tipo y contenido de asfalto; tipo y contenido de modificadores; características de las partículas; estado físico del suelo (peso volumétrico y contenido de agua); temperatura, entre otros.

La fatiga del material produce, a su vez, agrietamientos que se evidencian al generarse macrogrietas o grietas perfectamente visibles las cuales nacen producto de la acumulación de pequeñas grietas o microgrietas. Originalmente se forman a causa de los esfuerzos cortantes y de tensión, además de las deformaciones en las capas de la estructura del pavimento, éstas ante la repetición de las cargas se ensanchan y crecen hasta formar grietas de mayor consideración.

Estos agrietamientos se pueden detectar al observar rompimientos intermitentes longitudinales en las pistas de la calzada, estos rompimientos son de carácter progresivo y cuando alcanzan un estado avanzado se les conoce como rompimiento de lagarto o “piel de cocodrilo” (Figura 3.4).

También en situaciones más desfavorables, como se ve en las Figuras 3.3 y 3.4, algunas veces se presentan deformaciones tales que parte de la carpeta suele ser desprendida, muchas veces ocurre cuando la estructura del pavimento no es capaz de evacuar el agua producto de un sistema de drenaje subsuperficial insuficiente (definido en el capítulo siguiente). En otras palabras, el problema ocurre cuando un vehículo que circula por el pavimento desarrollando una presión entre el fondo de la carpeta flexible y la subrasante, permitiendo liberar el agua (si es que hay en la subrasante) y hace que ésta fluya en una dirección en la que pueda escapar. La magnitud de la presión es por supuesto, dependiente de la deflexión de la carpeta y del grado de confinamiento del agua. El agua en principio escapa a través de las grietas existentes en los pavimentos flexibles, estos sitios de liberación de presión de aguas no son suficientes y por lo mismo la carpeta tiende a levantarse y destruirse con el paso de vehículos [18].



Figura 3.2 - Fotografía de la Fatiga del Material: Baches en el Pavimento. Km 8.1. (elaboración propia)



Figura 3.3 - Fotografía de Lechada asfáltica para sello de grietas. Desprendimiento del Pavimento. Km. 8.1. (elaboración propia)

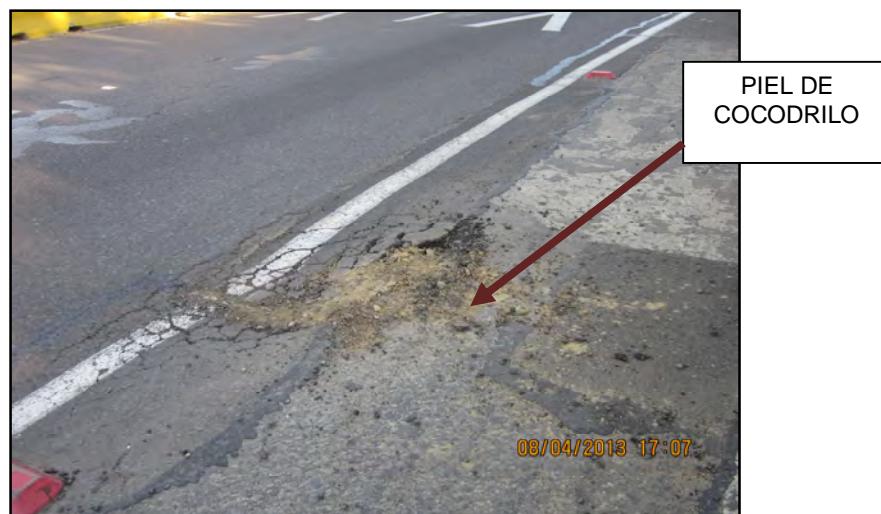


Figura 3.4 - Fotografía de Desprendimiento del Pavimento existente. Km 8.6. (elaboración propia)

3.2 Reposición Ruta F-50 Sector: Lo Orozco - Quilpué.

3.2.1 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. Los trabajos de construcción comenzaron en Marzo de 2012 y se desarrollaron en tres etapas, las cuales se esperan estén completamente terminadas el año 2015.

Primera etapa: Tramo desde la Ruta 68, espera iniciar el presente año.

Segunda etapa: Ruta F-50, Camino Lo Orozco, Dm 11.900,00 a Dm 17.571,72. Etapa en construcción por la Constructora TAFCA, bajo la Asesoría de R&Q Ingeniería S.A.

Tercera etapa: Ruta F-50, Camino Lo Orozco. Etapa actualmente en construcción que corresponde a un camino de 12 Km de longitud con una calzada de pavimento asfáltico.

Las obras de la tercera etapa están comprendidas entre el sector del puente Marga – Marga y el inicio del sector urbano de Quilpué. Dm 17.578,55 al Dm 29.497,99. Proyecto en ejecución por la Constructora COP – Construcción y Pavimentos Ltda. Bajo la Asesoría de la Consultora José Mauricio Bustos Nieto y contemplan el reemplazo de la carpeta existente por una de concreto asfáltico, además del mejoramiento en el trazado de la ruta a modo de reducir los problemas de visibilidad en las zonas de curvas. Se considerará además la generación de terceras pistas en el sector Fundo Las Palmas y Tranque El Recreo. Esta etapa también considera el reemplazo del puente Marga – Marga por una nueva estructura que tendrá 55 metros de largo y aun ancho de 11 metros, además de pasillos peatonales, una ciclovía entre el sector Tranque El Recreo y la Población Teniente Serrano. El término de esta etapa se espera para principios de 2014.

La Ruta F-50 que une a Quilpué y Villa Alemana con la Ruta 68 se aprecia, en toda su longitud en la siguiente figura.



Figura 3.5 - Imagen Satelital Ruta F-50, Camino Lo Orozco. Región de Valparaíso

3.2.2 Materiales utilizados en la Obra Ejecutada

Debido a que las obras en la Ruta F-50 se encuentran actualmente en construcción, no es posible evaluar aún el deterioro en los materiales de bases que forman parte del pavimento puesto en servicio, como fue en el caso anterior de “Ampliación Camino La Pólvara” (sección 3.1), el cual terminó su construcción en el año 2008.

Lo relevante en este ítem es evaluar hoy en día la calidad de los materiales utilizados para las bases granulares del pavimento existente hace 23 años. Para ello, aprovechando la repavimentación de esta vía, el Laboratorio Regional de Vialidad (LRV) extrajo una muestra inalterada de la base granular colocada en el pavimento flexible en 1990, la cual contemplaba en un diseño original un espesor de 25 centímetros.

La procedencia de los materiales de las bases granulares corresponden a áridos extraídos del Pozo Las Piedras a los cuales se les adicionó material degradable. Estos materiales cumplieron todos los requisitos exigidos por el Manual de Carreteras Vol. 5.

Actualmente en la tercera etapa del proyecto nuevamente se han utilizado los áridos extraídos del Pozo Las Piedras, como hace 23 años, donde los ensayos realizados a las bases granulares por LRV en su rol de fiscalizador han arrojado valores que se resumen en la Tabla 3.4. Allí se puede apreciar el cumplimiento de los requisitos expuestos por el MC Vol.5. Sin embargo, es preciso entender que para un proyecto o contrato se realizan una gran cantidad de muestreos a los materiales, por ende, la obtención del Índice de CBR que muestra la Tabla 3.4 no es único, es decir, es un valor promedio de varias fiscalizaciones donde todas han cumplido la normativa. Sin embargo, para el presente trabajo, el supuesto que se utilizará en el valor del índice que contemplaban las bases granulares hace 23 años es igual a lo mínimo exigido.

Si se considera que las cualidades de los materiales no han cambiado significativamente, es posible esperar que estos valores sean un indicativo real de los parámetros con los cuales fue inicialmente construida la base granular en 1990. Cabe señalar una posible variación respecto a la cantidad de material degradable adicionado a la base.

Finalmente, a modo de comparación, en la Tabla 3.5 se arrojan los resultados de los análisis a la base granular existente mezclada originalmente con material degradable, en un porcentaje tal que cumpliera hace 23 años con la normativa expuesta en el MC, la cual continúa con las mismas especificaciones que tiene hoy en día.

Tabla 3.4 - Resumen de ensayos realizados a los áridos con procedencia Pozo de Las Piedras. Laboratorio Regional de Vialidad. Región de Valparaíso.

Bandas Granulométricas	TM -50c
Capacidad de Soporte (CBR) al 95% de la D.M.C.S.	96
Cubicidad de Partículas: %Chancado	81
índice de Plasticidad (IP)	NP
Desgaste de Los Ángeles	17

Tabla 3.5 - Resumen de ensayos realizados a los áridos de Base Granular existente inalterada después de 23 años. (elaboración propia)

Bandas Granulométricas	No se Ajusta a Banda TM-50c
Capacidad de Soporte (CBR) al 95% de la D.M.C.S.	50
Cubicidad de Partículas: %Chancado	78
índice de Plasticidad (IP)	3
Desgaste de Los Ángeles	25

3.2.3 Consideraciones en el Diseño

Esta vía fue construida originalmente en el año 1.990 por la Constructora Valle. El estándar de la ruta era para flujos menores y vehículos livianos, es por ello que para su diseño se consideró una vida útil capaz de sobrellevar sólo la cantidad 1 millón de ejes equivalentes (EE).

Caracterizada por sus deficiencias del punto de vista de la seguridad vial, la gran cantidad de curvas presentes en el camino la catalogaron como una vía peligrosa, sumado a esto, la carpeta de rodado existente presentaba niveles de deterioro muy avanzados. Por ello era necesario intervenir y modernizar su estándar para entregar una mejor conectividad y mayor seguridad a los usuarios. Debido a esto, se aumentaron los radios de giro y con ello aumentó la velocidad de operación.

Próximamente la Ruta F-50 quedará habilitada para vehículos de alto tonelaje y permitirá que el flujo vehicular proveniente del paso fronterizo Los Libertadores con destino al Puerto de San Antonio o Santiago puedan conectarse directamente con la Ruta 68, evitando el traslado por la ciudad de Viña del Mar y Valparaíso. Para su nuevo diseño se considera una cantidad de 9 millones de EE además de los siguientes materiales:

- Concreto Asfáltico de Rodadura de 5 cm de espesor
- Concreto Asfáltico, capa intermedia o binder, de 9 cm de espesor
- Base más Subbase granular de 29 cm de espesor.

CAPÍTULO IV – PERMEABILIDAD Y DRENAJE DE LOS SUELOS

El manejo del suelo influencia las propiedades físicas del mismo, con marcado énfasis en las hidráulicas. La medición de estas últimas se ha vuelto uno de los temas predilectos de investigación en la Física de Suelos [19].

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 ser la agronomía, la ingeniería civil, la hidrología y las ciencias ambientales [19].

Hemos visto que los sedimentos ubicados cerca de la superficie del suelo contienen algunos espacios vacíos, por lo que exhiben porosidad. En muchos casos estos espacios se encuentran interconectados entre ellos. El agua contenida en los espacios vacíos es capaz de moverse desde un espacio a otro, lo que produce la circulación de agua a través del suelo.

La cantidad de agua que puede contener un suelo dependerá de la graduación entre los fragmentos o partículas que lo componen, es decir, de su granulometría. Si en un suelo los fragmentos tienden a ser del mismo tamaño, (suelo mal graduado) entonces presentará varios espacios vacíos por los cuales circulará el agua. Por el contrario, si presenta fragmentos de diferentes tamaños (suelo bien graduado), los fragmentos más pequeños tenderán a acomodarse entre los más grandes reduciendo los espacios vacíos.

Por otra parte, la rapidez o facilidad que presente un suelo para evacuar esta agua definirá si éste posee o no un buen drenaje, creándose una directa dependencia con su permeabilidad. Es por esta razón que si el material que compone la base granular de un pavimento flexible es lo suficientemente permeable tendrá un efecto positivo en el drenaje de agua en su masa, asegurando a su vez, el correcto funcionamiento de ésta acorde a las consideraciones iniciales de diseño.

4.1 Permeabilidad

Es una cualidad o característica del suelo que se relaciona con la transmisión del agua a través de poros de mayor tamaño o macroporos. La obtención de la permeabilidad de un suelo es un parámetro muy importante que influirá en la velocidad de edafización y en la actividad biológica que éste pueda soportar, siendo condicionado fundamentalmente por su textura y estructura.

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 de 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.

Por el contrario, el flujo que se desea conocer es el flujo combinado a través de todos los poros de un elemento cuyo volumen sea suficientemente grande para dar una representación típica de toda a masa de suelo que se trate.

Como la permeabilidad se evalúa por la velocidad de infiltración que representa la cantidad de agua que puede pasar por una unidad de tiempo, se puede señalar que valores de dm/hora corresponden a suelos muy permeables, cm/hora dan suelos permeables y mm/hora para suelos

poco permeables. La velocidad de infiltración no es siempre la misma para un mismo suelo, pues depende de las condiciones de humedad que presente. Cuando el suelo se encuentra seco la infiltración tiene sus máximos valores y luego conforme cada vez esta más húmedo su capacidad de admitir más agua es cada vez menor hasta que en condiciones de saturación total alcanza un valor constante.

Este movimiento del agua, a su vez, tampoco es el mismo, según circula a través de los distintos tipos de suelos. Las partículas de arena y los espacios entre las mismas son las más grandes, lo cual los hace ser suelos muy permeables. Seguidamente el pequeño tamaño de las partículas de limo lo hace ser un suelo poco permeable y finalmente, la arcilla que contiene los espacios y partículas más pequeñas es catalogada como un suelo muy poco permeable.

4.1.1 Ley de Darcy

En 1856, en la ciudad francesa de Dijon, el ingeniero Henry Darcy fue el encargado del estudio de la red de abastecimiento de la ciudad [20]. Su trabajo motivó un interés por los diversos factores que influían en el flujo del agua a través de los materiales arenosos, presentando sus resultados en un apéndice a su informe de la red de abastecimiento. Hoy en día, ese pequeño anexo ha sido la base de todos los estudios físico – matemáticos posteriores sobre el flujo de agua subterránea [20].

En este estudio se analizó el movimiento de agua a través de lechos de arena usados para la filtración de agua para la bebida. Darcy encontró que la tasa o velocidad a la cual el agua fluye a través del 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 [21].

La Figura 4.1 muestra una tubería o cilindro horizontal lleno con arena, en la cual se aplica agua mediante presión a través del extremo A, la cual fluye y se descarga a través del extremo B. La presión observada en cada extremo de la tubería (o en alguna posición intermedia) puede ser medida mediante un tubo vertical de pequeño diámetro (piezómetro). Darcy encontró experimentalmente que la descarga, Q , es directamente proporcional a la diferencia en la altura de aguas entre los piezómetros A y B e inversamente proporcional a la longitud de la tubería, L [21]. Lo cual se conoce como gradiente hidráulico.

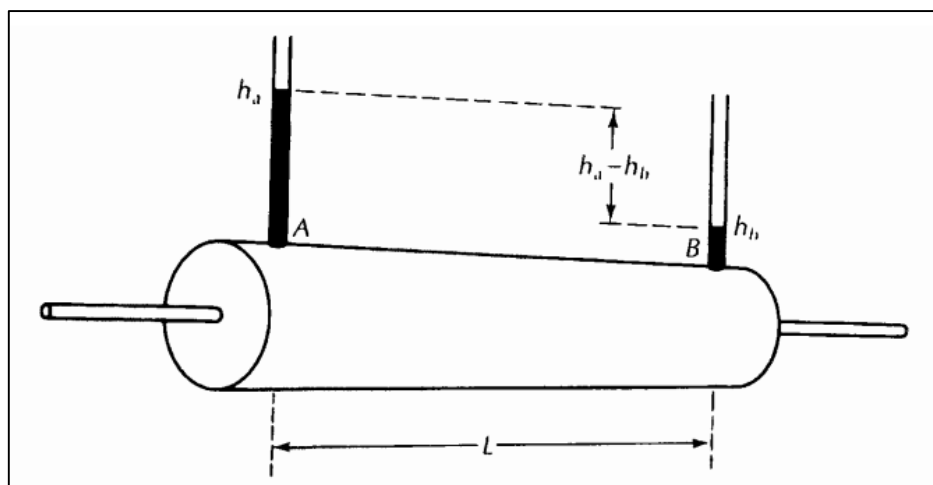


Figura 4.1 - Experimento de Darcy. [21]

Puesto que la cantidad de flujo observada experimentalmente por Darcy es proporcional al gradiente hidráulico y a la sección, se puede concluir que el régimen de flujo a través de los poros de un suelo es laminar [22]. Siendo "k" una constante de proporcionalidad que recibe el nombre de coeficiente de permeabilidad o también llamado conductividad hidráulica, es una constante propia y característica de cada material, y además presenta dimensiones de velocidad. Darcy encontró que para velocidades suficientemente pequeñas el gasto o caudal Q es:

$$Q = \frac{\partial V}{\partial t} = k * i * A \quad (\text{ecuación 4.1})$$

$$i = \frac{\Delta h}{\Delta l} \quad (\text{ecuación 4.2})$$

Donde:

Q : Caudal o gasto (cm³/seg)

$\frac{\partial V}{\partial t}$: Variación del volumen e un diferencial de tiempo

$\frac{\partial t}{\partial t}$: Diferencial de tiempo

k : Coeficiente de permeabilidad (cm/seg)

i : Gradiente hidráulico (adimensional)

A : Sección transversal del filtro (cm²)

Δh : Diferencia de potencial entre ambas salidas de los manómetros

Δl : Distancia entre manómetros

Si se considera la ecuación de continuidad,

$$Q = v * A \quad (\text{ecuación 4.3})$$

Donde:

Q : Caudal o gasto (cm³/seg)

v : Velocidad (cm/seg)

A : Área transversal (cm²)

La Ley de Darcy también se puede expresar de manera simplificada como una ecuación que relaciona las distintas variables antes mencionadas.

$$v = k * i \quad (\text{ecuación 4.4})$$

La Ecuación 4.4 nos dice que la velocidad de descarga, conocida también simplemente como velocidad, es proporcional al gradiente hidráulico. El significado físico del coeficiente de permeabilidad se aprecia fácilmente si le asignamos al gradiente hidráulico el valor de 1; en tal caso se puede interpretar dicho coeficiente como una velocidad con gradiente hidráulico unitario [22].

Actualmente, en los laboratorios se disponen de aparatos similares al utilizado por Darcy en su estudio y se denominan permeámetros.

Los permeámetros son recipientes de sección constante por los cuales circula agua conectando en uno de sus extremos un depósito elevado de nivel constante. En el otro extremo se regula el caudal de salida manteniéndolo también de manera constante, con el propósito de medir la altura de la columna de agua en varios puntos, siendo el mínimo dos. Entre los permeámetros clásicos destacan el de carga constante y el de carga variable. Tanto uno como otro pueden ser de flujo ascendente o descendente.

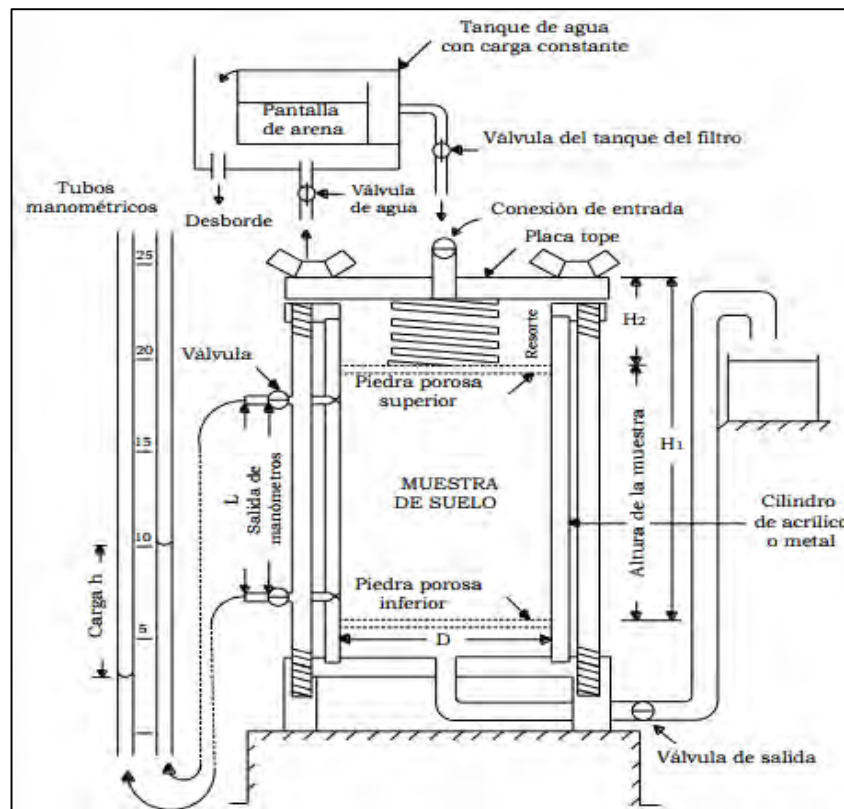


Figura 4.2 - Permeámetro de Carga Constante. Norme ASTM D 2434

4.1.2 Gradiente Hidráulico

Es el incremento de una variable entre dos puntos del espacio, en relación a la distancia entre esos dos puntos [20]. El gradiente hidráulico (i) se considera positivo en la dirección de la corriente. La definición anterior se expresa mediante la Ecuación 4.2, cuyos parámetros son referidos a la Figura 4.1:

La cantidad Δh representa el cambio en cota piezométrica entre dos puntos situados muy cercanos, y Δl es una distancia muy pequeña entre ambos manómetros representada en la figura 4.1 como L.

4.1.3 Limitaciones de la Ley de Darcy

La Ley de Darcy es considerada experimental y macroscópica, sin embargo no es suficientemente precisa, por ende en ocasiones suele no cumplirse debido a las siguientes razones:

1. La constante de proporcionalidad o conductividad hidráulica "k" no es propia y característica del medio poroso, sino que también depende del fluido. [5]
2. La relación entre el caudal y el gradiente hidráulico no es lineal en algunas circunstancias [5]. Esto sucede cuando las velocidades de flujo son muy altas, o cuando "k" es muy bajo.

Si el agua circula a altas velocidades, el caudales directamente proporcional a la sección y al gradiente, pero no de manera lineal, sino exponencial. Para estudiar este límite en la validez de la Ley de Darcy se aplica el número de Reynolds. Este coeficiente se creó para canales abiertos o tuberías, y en general valores altos de velocidades indican régimen turbulento y valores bajos régimen laminar. De esta forma, la Ley de Darcy no se cumple en régimen turbulento.

En materiales finos como las arcillas el valor de "k" es muy bajo, y si aplicáramos la Ley de Darcy para calcular el flujo a través de una formación arcillosa, el caudal que se obtendría sería muy bajo, debido a la alta capacidad de retención de estos materiales. En la realidad, sino se aplica un gradiente muy elevado, el agua no llegaría a circular y el caudal sería cero.

3. La Ley de Darcy sólo es válida en un medio saturado.
4. El coeficiente de permeabilidad fue definido para un medio homogéneo e isótropo, lejos de la realidad natural.

La homogeneidad depende de la escala considerada, ya que para efectos prácticos, un acuífero, por ejemplo se puede considerar como homogéneo.

La anisotropía se caracteriza en materiales interstratificados con permeabilidades distintas, para ello es necesario distinguir entre una permeabilidad vertical y una horizontal.

4.1.4 Coeficiente de Permeabilidad

La Ecuación 4.1 puede ser modificada y demostrar así que el coeficiente K tiene dimensiones de longitud/tiempo o velocidad (Ecuación 4.5). Este coeficiente ha sido denominado conductividad hidráulica o coeficiente de permeabilidad.

$$K = \frac{Q}{i \cdot A} = \frac{Q}{\frac{\Delta h}{\Delta l} \cdot A} \quad (\text{ecuación 4.5})$$

4.1.5 Factores que Influyen en el Coeficiente de Permeabilidad

La conductividad hidráulica expresa la capacidad de un medio poroso para transmitir agua. Esta constituye un concepto más general que la permeabilidad, de la que se diferencia porque depende no sólo de las características del espacio poroso, sino también de la condición misma del agua [19].

El término coeficiente de permeabilidad en el sentido estricto de la palabra se refiere a la condición de suelos saturados [5], se sabe que el flujo de agua en un suelo saturado depende de su granulometría, de las características del agua de poro, de la temperatura, así como de la forma, conexión y distribución del tamaño de sus poros (DTP) [24][25].

Los poros saturados son los que contribuyen en mayor medida al flujo de agua, debido a que el gradiente de carga hidráulica, que es el principal potencial de conducción en medios saturados, actúa directamente sobre la fase líquida. En los poros que no se encuentran saturados se presenta una cierta resistencia al flujo [26].

4.1.5.1 Cantidad de partículas finas

Los coeficientes de permeabilidad de los materiales granulares cuyas granulometrías se encuentran dentro del rango usualmente especificado para la construcción de bases y subbases, dependen principalmente del porcentaje que pasa el tamiz de 0.08 mm (n°200). El MC exige que este porcentaje de partículas finas de los materiales que se empleen para la construcción de bases granulares ajustadas a la banda granulométrica TM-50c, propia de la Región de Valparaíso, no exceda de 15% (Tabla 2.1). Respecto a esto se puede intuir la necesidad de que los pavimentos de las carreteras nacionales dispongan de sistemas para su drenaje interno.

4.1.5.2 Relación de Vacíos

Cuando un suelo es compactado o vibrado, el volumen que ocupa la fase sólida permanece invariable, disminuyendo el volumen de vacíos, la porosidad y por ende, su permeabilidad.

La conductividad hidráulica se considera como una función del contenido de agua del suelo [27], y dos medios con la misma porosidad pueden mostrar distinta conductividad hidráulica [19]. Cabe señalar, que una roca muy porosa no tendría por que tener una alta permeabilidad, en estos casos es importante referirse a la porosidad eficaz, es decir, a los huecos interconectados entre sí y capaces de transportar el fluido [5].

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 [5].

La Ecuación 4.6, propuesta por Casagrande muestra la relación entre ambos parámetros.

$$K = 1,4 * e^2 * k_{0,85} \quad (\text{ecuación 4.6})$$

El valor de $k_{0,85}$ está referido a un valor del coeficiente de permeabilidad para una relación de vacíos $e = 0,85$.

La Ecuación 4.6 es utilizada para expresar en curvas los materiales como arenas finas y medianas limpias, con granos de buena cubicidad [13].

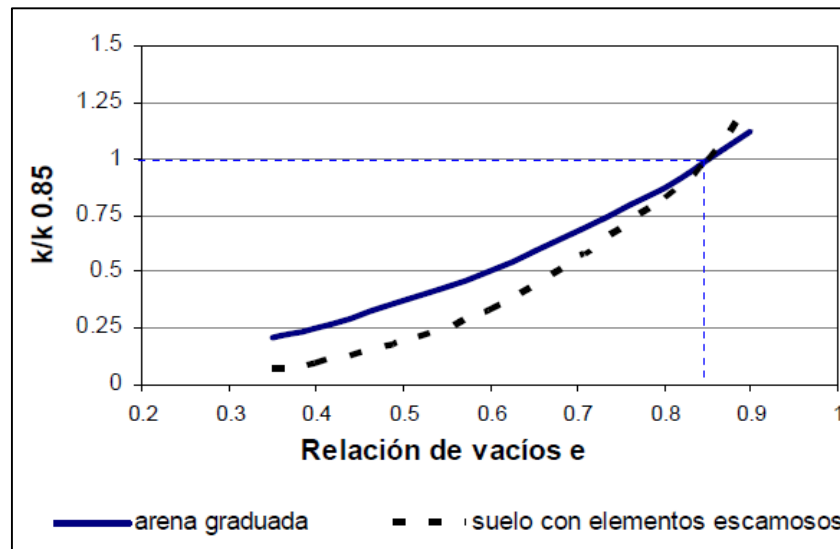


Figura 4.3 - Gráfico de Valores de $k_{0,85}$ v/s Relación de Vacíos. [13]

4.1.5.3 Temperatura y peso específico

Un incremento en la temperatura, se traduce en un incremento en el factor de permeabilidad, donde este incremento es considerablemente notorio cuando hablamos de aguas termales, procesos de recarga artificial e inyecciones.

Bajo un análisis teórico respecto a la obtención de dicho coeficiente, surge una relación proporcional a la viscosidad cinemática del agua manifestada en la siguiente ecuación:

$$\frac{K_1}{K_2} = \frac{\vartheta_2}{\vartheta_1} \quad (\text{ecuación 4.7})$$

Y a su vez

$$\vartheta = \frac{\mu}{\rho} = \frac{\mu * g}{\gamma_w} \quad (\text{ecuación 4.8})$$

Donde:

ϑ : Viscosidad cinemática del agua
 μ : Viscosidad del agua
 g : Aceleración de gravedad
 γ_w : Peso específico del agua
 ρ : Densidad del agua

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

$$K_t = K_{20} * \frac{\vartheta_{20}}{\vartheta_t} \quad (\text{ecuación 4.9})$$

La Ecuación 4.9 es válida para el caso de arenas, arrojando ciertas desviaciones respecto a los materiales arcillosos. El subíndice t, por su parte, hace referencia a los resultados de la prueba.

4.1.5.4 Estructura y estratificación

Si comparamos un determinado tipo de suelo en condiciones inalteradas y en condiciones en las que ha sido remodelado se observa que su estructura y estratificación cambia, ya que cuando el suelo se encuentra remodelado las partículas que lo constituyen quedan libres y al fluir el agua en ellas las mueve, reacomoda y también en ocasiones las arrastra al exterior, por lo cual el coeficiente de permeabilidad sufre variaciones en la realización del ensaye. Estas variaciones son aún más notorias en suelos con valores de k que se encuentran entre 10^{-5} y 10^{-3} cm/seg.

Refiriéndonos al coeficiente de permeabilidad de un suelo remodelado como k_r , podemos decir que en condiciones en que un material arcilloso es amasado bajo un contenido de humedad constante, su valor original de k disminuye a k_r . Generalmente, en este tipo de materiales la relación k/k_r es menor a 2, sin embargo en las arcillas orgánicas este valor podría incluso ser próximo a 30.

4.1.5.5 Distribución del tamaño de los poros (DTP)

El tamaño, la cantidad y distribución de las partículas de un suelo afecta directamente la permeabilidad del mismo. Los poros mayores son los primeros en vaciarse, las moléculas de agua quedan más próximas a las superficies de las paredes de los poros y con ello se produce un incremento de la resistencia viscosa a la filtración [19].

La Ley de Poiseuille (Ecuación 4.10), demuestra que la velocidad promedio a través de un tubo capilar es proporcional al cuadrado del diámetro del tubo. En consecuencia, 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 [13].

$$V_{\text{promedio}} = \frac{\rho * D^2}{32 * \eta} \quad (\text{ecuación 4.10})$$

Donde:

V_{promedio} : Velocidad promedio a través de un tubo capilar

D : Diámetro del tubo

4.2 Determinación del Coeficiente de Permeabilidad

El coeficiente de permeabilidad se puede determinar haciendo uso de técnicas directas e indirectas. Dentro de las técnicas directas se encuentran los ensayos de laboratorio mediante el permeámetro de carga variable o de carga constante, así como los ensayos in situ mediante pozos de absorción utilizando las técnicas Lugeon o Lefranc. Cabe señalar que estos procedimientos sólo se aplican a medios saturados. No obstante, en numerosas situaciones el suelo no se encuentra en estas condiciones, particularmente en aquellas zonas de climas áridos y semiáridos por lo que las técnicas indirectas para hacer mediciones de estos suelos en estado no saturado cobra especial importancia; especialmente porque la medición de la permeabilidad de estos materiales toman varios meses para su realización [28].

En el presente trabajo la variación de la permeabilidad en los materiales de base granular mezcladas con material degradable, además de aquellas que incluyen la adición de mezcla triturada para simular el deterioro, se realiza bajo condiciones propias de la Región de Valparaíso, donde la obtención del coeficiente de permeabilidad se realiza con una muestra de suelo saturado utilizando una técnica directa mediante el permeámetro de carga constante (Figura 4.2) definido por la Norma ASTM D 2434 y AASHTO T 215, con la finalidad de establecer valores representativos del coeficiente de permeabilidad de suelos granulares presentes en depósitos naturales o colocados en terraplenes, o cuando se empleen como bases bajo pavimentos.

4.2.1 Alcances Norma ASTM D2434

El método de ensayo describe el procedimiento para determinar el coeficiente de permeabilidad mediante carga constante para flujo laminar de agua a través de suelos granulares que no contengan más del 10% de partículas que pasen por el tamiz de 0,08 mm (malla n°200).

4.2.2 Preparación de la muestra de ensayo

Antes de comenzar en ensayo se deberá efectuar un análisis granulométrico, según 8.102.1 del MC Vol.8. Posteriormente, se determinará por cuarteo una muestra representativa de la totalidad del suelo a ensayar, donde las partículas mayores de 19 mm (malla ¾") no deberán ser empleadas para el ensayo de permeabilidad.

Del material del cual se han removido los sobretamaños se deberá escoger una cantidad aproximadamente igual a dos veces la requerida para llenar la cámara del permeámetro.

Para los cálculos del coeficiente es importante obtener las mediciones tanto del diámetro interior del cilindro, la longitud entre las salidas de los manómetros y la altura total del cilindro. Además se debe determinar el contenido de humedad con una pequeña porción de la muestra preparada, según 8.102.2 del MC Vol.8.

Una vez que se determine el peso de la muestra que se va a utilizar en el ensayo, éste se debe mezclar con suficiente agua para producir el contenido de humedad deseado. Seguidamente se coloca el suelo preparado al interior del cilindro en capas delgadas uniformes aproximadamente iguales en espesor al tamaño máximo de las partículas después de compactadas, pero no menor de 15 mm (0.60"), aproximadamente. Seguidamente se compactan las capas sucesivas hasta que el suelo alcance el peso unitario relativo deseado, mediante un procedimiento adecuado, como sigue, por medio de golpes distribuidos uniformemente sobre la superficie de la capa siguiendo una trayectoria regular, hasta una altura de alrededor de 20 mm por encima de la salida del manómetro superior.

- Peso unitario relativo al 0%: Colocar la muestra en capas sucesivas sin compactarlas hasta cuando el molde del permeámetro esté lleno.
- Peso unitario relativo al 100%: Compactar completamente cada capa de suelo mediante golpes uniformemente distribuidos sobre la superficie de la capa hasta producir el peso unitario máximo.
- Peso unitario relativo entre el 0 y 100%: Mediante tanteos, en un recipiente separado del mismo diámetro que el cilindro de permeabilidad, ajustar la compactación hasta obtener el peso unitario relativo deseado.

Cuando ya esté determinado el peso final del suelo empleado en el ensayo se deberá nivelar la superficie superior del suelo colocando la piedra porosa superior y medir la altura final de la muestra desde la superficie superior de la placa tope perforada hasta el tope de la placa porosa superior.

Para concluir el ítem de preparación de la muestra se coloca la tapa superior del permeámetro asegurándola con tornillos y el procede a eliminar el aire atrapado en las partículas empleando una bomba de vacío durante 15 minutos continuando la operación mediante una saturación lenta de la muestra de abajo hacia arriba, luego se cierra la válvula de desagüe y se desconecta el vacío (Figura 4.4).

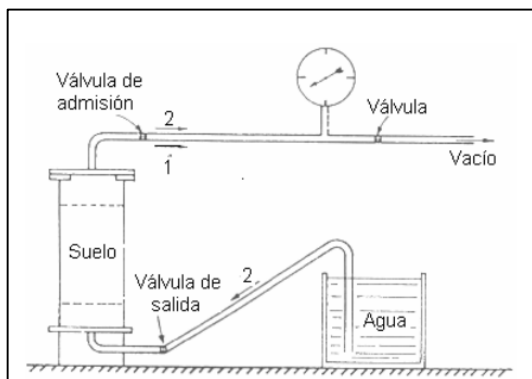


Figura 4.4 - Dispositivo para evacuar y eliminar especímenes. Norma ASTM D 2434

4.2.3 Procedimiento

Se debe abrir ligeramente la válvula de admisión del tanque de carga constante, hasta que la carga de agua sea estable.

Determinar la carga h definida como la diferencia entre los niveles de los manómetros, la cantidad Q de agua recolectada en una probeta graduada que fluye en un tiempo determinado t , la temperatura a la cual está el agua del ensayo en °C.

Al concluir el ensayo de permeabilidad, se drena y se examina la muestra para establecer si era esencialmente homogénea y de carácter isotrópico. Cualquier clase de rayas o capas horizontales alternadas claras y oscuras son evidencia de la segregación de finos.

4.2.4 Cálculos

Se calcula el coeficiente de permeabilidad, k , mediante la siguiente expresión:

$$k = \frac{Q * L}{A * t * h} \quad (\text{ecuación 4.11})$$

Donde:

k : Coeficiente de permeabilidad, cm/s.

Q : Cantidad de agua de descarga, cm³.

L : Distancia entre manómetros, cm.

A : Área de la sección transversal de la muestra, cm².

t : Tiempo total de desagüe, seg.

h : Diferencia de carga (altura) sobre los manómetros, cm.

Una vez finalizado el cálculo, se corrige la permeabilidad para la que corresponde a 20° C (68° F), multiplicando el coeficiente de permeabilidad, k , obtenido, por la relación de la viscosidad de agua a la temperatura del ensayo con respecto a la viscosidad del agua a 20° C, utilizando la ecuación 4.9.

A su vez, la Ecuación 4.11 puede interpretarse de manera similar, siguiendo los mismos principios basados en la Norma ASTM D 2434, la cual está referida a un montaje del permeámetro de carga constante ilustrado en la Figura 4.7.

Para este cálculo, L correspondería a la longitud de la muestra de suelo y h , por su parte, sería la diferencia de carga (altura) entre el nivel de agua suministrada y la válvula de desagüe.

La diferencia entre ambos permeámetros (Figura 4.2 y 4.5) recae en el gradiente hidráulico, donde anteriormente la obtención del parámetro era referido a la diferencia de carga entre manómetros y la distancia a la cual se encontraban éstos. Sin embargo, ahora el cálculo es más sencillo, ya que el gradiente hidráulico permanece constante a lo largo de todo el período del ensayo. De esta forma, una muestra de suelo de área transversal A y longitud L conocidas, confinadas en un

cilindro, se somete a una carga hidráulica h . El agua fluye a través de la muestra, midiéndose la cantidad de agua (en cm^3) que pasa en un tiempo t .

Los niveles de agua superior e inferior se mantienen constante por desborde, con lo cual h permanece constante, pues depende solamente de esa diferencia de niveles. Finalmente, la cantidad de agua que pasa se recoge en una probeta graduada.

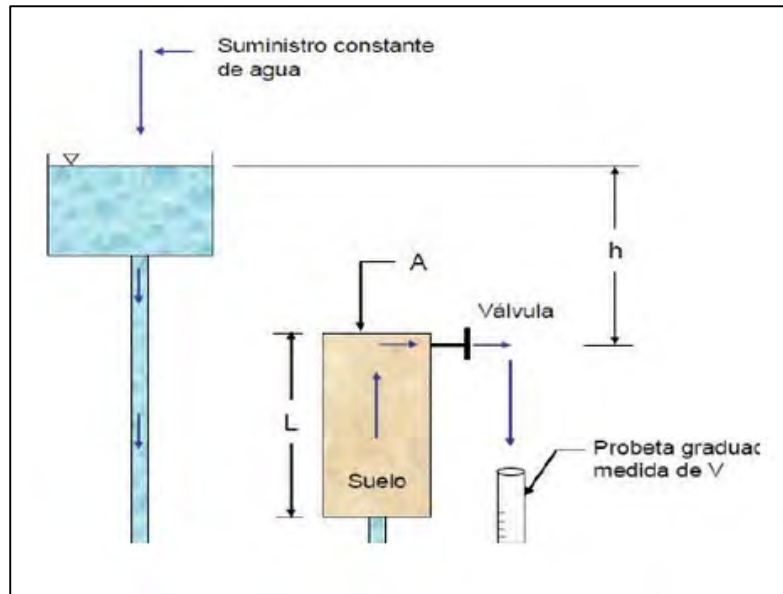


Figura 4.5 - Permeámetro de Carga Constante utilizado para obtención del Coeficiente de Permeabilidad

4.3 Drenaje en las estructuras de Pavimentos Flexibles

El diseño de pavimentos se ha basado en los esfuerzos en la subrasante y en las capas de soporte bajo una condición saturada pero sin la evaluación de los efectos dinámicos del impacto de las ruedas cuando hay agua que usualmente esta atrapada en las secciones estructurales, en consecuencia, en varias ocasiones se ha asumido ampliamente que el drenaje no es importante [18].

Sin embargo, el agua resulta ser el principal actor que afecta a la estructura del pavimento, y es por esta razón que el drenaje de agua en los pavimentos debe ser considerado como parte importante en el diseño de carreteras. El exceso de agua combinado con el incremento de volúmenes de tránsito y cargas, se anticipan con el tiempo para ocasionar daño a las estructuras del pavimento flexible [29].

Esta agua es capaz de penetrar dentro de la estructura del pavimento por muchos medios, tales como grietas, infiltraciones del pavimento ó como corriente subterránea de un acuífero interrumpido, elevando el nivel freático ó como fuente localizada (sin drene, atrapada, etc.) [29]. También, en algunas ocasiones debido a deficiencias o limitaciones en la red de drenaje superficial, el agua también es capaz de ingresar al interior del pavimento. Las aguas de escorrentía superficial que provienen de la plataforma de la vía y de los taludes de corte, se deben conducir por medio de un sistema de drenaje superficial para asegurar su adecuada disposición, los cuales pueden ser cunetas, zanjas de coronación, alcantarillas u obras complementarias como canales o badenes.

Las fuentes del agua drenable en un pavimento se pueden dividir en dos grandes categorías: la subterránea, que es la existente en el subsuelo en la zona de saturación por debajo del nivel freático, y a de infiltración, que es aquella que ingresa a través de las bermas, grietas y otras discontinuidades del pavimento. Dentro de esta última se puede incluir, también la que fluye lateralmente desde los bordes y cunetas y canales no revestidos, en particular cuando éstos últimos son poco profundos y el terreno es muy plano [30].

El propósito del drenaje subterráneo o subdrenaje es eliminar el exceso de agua del suelo a fin de garantizar la estabilidad de la plataforma y de los taludes de la carretera. Ello se consigue interceptando los flujos subterráneos, y haciendo descender el nivel freático. Pueden ser drenes longitudinales, transversales u horizontales, capas permeables, sistema de pozos verticales de alivio o subdrenaje de muros de contención

La infiltración superficial representa una de las mayores causas de humedad en el pavimento, ya que es la mayor fuente de entrada del agua a la estructura, afectando directamente a la capa de base granular la que esencialmente deberá ser capaz de cumplir funciones drenantes y estructurales, ya que el movimiento del agua que se infiltre en un pavimento se encuentra gobernado por la permeabilidad de las capas de base y subbase y por las condiciones geométricas de la vía, específicamente a lo que se refiere a sus pendientes longitudinales y transversales [30].

Asimismo los materiales que componen la base granular deben tener una alta permeabilidad para reducir el tiempo de saturación al mínimo y a su vez, suficiente estabilidad para soportar las operaciones de construcción del pavimento, resistiendo y distribuyendo las tensiones impuestas por las cargas del tránsito vehicular.

La solución de un problema de drenaje subterráneo requiere de conocimientos de hidrogeología y de mecánica de suelos y, por lo tanto, se precisa mantener una estrecha colaboración entre el Ingeniero Proyectista y diversos especialistas. Normalmente, sólo las necesidades más obvias de drenaje se conocen en el instante del proyecto, detectándose con frecuencia, problemas importantes durante la construcción [1].

Cabe señalar, que tras muchos años de desafortunados intentos por mantener sellados los pavimentos, se ha aprendido que es prácticamente imposible evitar el ingreso del agua y que la remoción de la que entra es esencial para que los elementos de estas estructuras presenten el comportamiento previsto. Ello resalta la importancia de que un pavimento sea capaz de drenar rápidamente el agua que recibe para reducir la cantidad de tiempo en que se encuentre cerca de la saturación.

Aunque en ocasiones, a primera vista la infiltración puede parecer un fenómeno simple y poco nocivo, y por ello, se suele ignorar. La interacción entre el tipo, el tamaño, y la frecuencia de las aberturas que permiten la infiltración, la cantidad de suministro de agua y la permeabilidad de las capas inferiores del pavimento es muy compleja, por lo que el estudio de este fenómeno requiere especial consideración [30].

4.3.1 Características Drenantes de los Suelos

La evaluación de las propiedades de los materiales utilizados en la construcción de carreteras es de gran importancia, ya que de estas dependerá el futuro comportamiento de la obra. Sin embargo, las propiedades que adquiere el material después de que es compactado en campo no se mantienen constantes durante la vida útil de la obra [32].

La capacidad de drenar el exceso de agua es una característica muy especial de los pavimentos flexibles, ya que ésta reviste gran importancia sobre las propiedades de los materiales que forman la estructura de un pavimento y sobre el comportamiento de los mismos. Si el suelo no es capaz de drenar el agua de manera eficiente después de la lluvia, esta agua se quedará retenida o estancada hasta evaporarse. Cualquier agua estancada que permanezca durante un largo período puede quedarse estancada, provocando serios daños que afectan a la correcta funcionalidad del pavimento.

El drenaje de un suelo está referido a las características que éste posea, tales como su permeabilidad y transmisibilidad, las cuales propician la circulación del agua a través del mismo. Es por ello que desde un punto de vista práctico conviene establecer las siguientes fronteras:

- Suelos permeables o con un buen drenaje
- Suelos de poca permeabilidad o con mal drenaje
- Suelos impermeables

La Tabla 4.1 sintetiza la clasificación de los suelos según sus características drenantes.

Tabla 4.1 - Caracterización de los Suelos según su Coeficiente de Permeabilidad [22].
k (cm/seg)

10^2	10^1	1.0	10^{-1}	10^{-2}	10^{-3}	10^{-4}	10^{-5}	10^{-6}	10^{-7}	10^{-8}
Buen drenaje						Mal drenaje		Prácticamente impermeable		
Secciones permeables de presas y diques						Secciones impermeables de presas y diques				
Grava limpia		Arenas limpias y mezclas de agrava y arena limpia			Arenas muy finas, limos orgánicos e inorgánicos, mezclas de arena, limo y arcillas; morrena de glacial; depósitos estratificados de arcilla, etcétera			Suelos impermeables, por ejemplo, arcillas homogéneas por abajo de la zona de intemperismo		
Suelos impermeables que son modificados por los efectos de la vegetación e intemperismo										

Como se puede apreciar en la Tabla 4.1, la presencia de suelo arcilloso es un signo seguro de que el drenaje del suelo es pobre, ya que el suelo arcilloso es un suelo denso que no proporciona una buena absorción. Este tipo de suelo es compacto, flexible y pegajoso cuando está húmedo. Su falta de porosidad hace que el agua no sepa donde ir y en consecuencia, resulta la acumulación.

Los suelos francos por su parte, contienen arena y limo, lo cual los hace sueltos y bien ventilados.

Esto permite que sea fácil que el agua fluya a través de las capas de suelo. Sin embargo, ante suelos arenosos y gravas se apreciará como el drenaje que se produce es excesivo, en comparación a los otros tipos de suelos, de tal manera que el suelo no retiene el agua.

Como no puede asegurarse que los materiales mantengan sus propiedades en el tiempo. Todo esto constituye una serie de trayectorias de humedecimiento y secado que los materiales sufren y que es necesario tomar en cuenta en el diseño de pavimentos para poder llegar a construir estructuras con una vida útil más prolongada y que proporcionen seguridad y confort al usuario que transita sobre ellas [32].

4.3.2 Efectos del Agua sobre el pavimento

Una de las principales causas del deterioro prematuro de un pavimento es el exceso de humedad.

La humedad del pavimento y de su cimiento puede variar por causas muy diversas. Lo ideal, por supuesto, sería que no se produjeran variaciones de humedad durante la vida de la carretera, pero como ello no es posible, es necesario construir y mantener las obras que faciliten el adecuado manejo de toda agua interna que pueda causar efectos adversos [30].

Los principales efectos del agua (cuando está atrapada dentro de la estructura) sobre el pavimento son los siguientes:

- Obligadamente reduce la resistencia de los materiales granulares al debilitar las capas del pavimento, provocando la pérdida de adherencia entre ellas [29]. Los niveles de saturación elevados en las capas granulares y en la subrasante les hacen perder resistencia y capacidad de respuesta ante la acción de las cargas de tránsito. Según la AAHSTO, la reducción en el módulo resiliente de estas capas puede ser de 50% o más. El efecto práctico de ello en un pavimento no es otro que su falla prematura por fatiga [30].
- Succiona los finos de los agregados de las bases que se encuentran bajo los pavimentos flexibles. Esta acción conocida como erosión, ocurre en los pavimentos cuando el agua se infiltra en la estructura y lava gradualmente el material granular subyacente a la capa de rodadura. Cuando esta acción se produce cerca de las fisuras, el material se comienza a mover verticalmente hacia arriba, a medida que el tránsito circula y lo presiona. Este fenómeno conocido como “bombeo”, genera con el tiempo una pérdida de soporte estructural que conduce al escalonamiento en pavimentos rígidos y al agrietamiento por fatiga y al ahuellamiento de los pavimentos asfálticos [30].
- Degradación de la calidad del pavimento por efecto de la humedad, creando el desprendimiento de la película de asfalto (stripping) que rodea los agregados pétreos en las mezclas y tratamientos asfálticos. Es un proceso por medio del cual la humedad que ingresa a través de las grietas y las áreas permeables de las capas asfálticas, separa lentamente la película del ligante bituminoso que cubre las partículas del agregado pétreo. Cuando esta separación es excesiva, se producen desprendimientos y agrietamientos en las capas asfálticas [30].
- Los diferenciales que se producen con el desplazamiento dado por el hinchamiento de los suelos [29]. Las variaciones climáticas estacionales, provocan que la humedad del suelo en los márgenes de las carreteras sea alta en época de lluvias y baja en la época seca. Por ello, las bermas y las zonas laterales de las carreteras están más húmedas que la subrasante durante la época invernal, y más secas durante la temporada de verano. Es probable que estas diferencias den lugar a un movimiento de agua hacia la calzada en

invierno y hacia el exterior en época seca. En el caso de subrasantes arcillosas, que se expanden con el aumento de humedad y se retraen con su disminución, los bordes de la carretera se elevan y descienden con respecto al eje, según la temporada climática. Estos movimientos diferenciales dan lugar a la aparición de grietas longitudinales en las bermas, e, inclusive, en las zonas extremas de la calzada [30].

- En algunas regiones del país, el daño a la estructura es provocado por la expansión y contracción debida al congelamiento de los suelos.
- Afecta la seguridad de los usuarios en instantes de lluvia, debido a salpicaduras e hidroplaneo.

4.3.3 Metodología de Diseño AASHTO

Uno de los principales desafíos que presenta la Ingeniería Vial actualmente, es el de generar herramientas adecuadas para el diseño de los pavimentos. Históricamente en Chile se han adoptado modelos desarrollados en otros países (principalmente Estados Unidos), cuyos resultados al aplicarlos a nuestra realidad, en ocasiones, han despertado dudas [34].

El método de diseño AASHTO (American Association of State Highway and Transportation Officials), originalmente conocido como AASHO, fue desarrollado en los Estados Unidos en la década de los 60, basándose en un ensayo a escala real realizado durante 2 años en el estado de Illinois, con el fin de desarrollar tablas, gráficos y fórmulas que representen las relaciones deterioro-solicitación de las distintas secciones ensayadas [35].

Es así como a través de diversas versiones, AASHTO lanza su metodología de diseño basada en las relaciones empíricas registradas en el AASHO Road Test.

En la práctica, la mayoría de los Consultores en Ingeniería Vial en Chile han adoptado como método de diseño, la versión 1993 de la Guía AASHTO. Esta Guía de diseño tiene como base los resultados de proyectos de investigación de campo o laboratorio, considerando diferentes variables de estudio; por ejemplo, espesores de pavimento, diferentes granulometrías de los materiales, tipo de pavimento, diferentes niveles de carga, tipo de suelo para la subrasante, etc. [32]. Esta última versión, que incorpora una gran cantidad de nuevos parámetros, no cuenta con que todos hayan sido validados a la realidad nacional, y consecuentemente sus resultados no tienen una aceptación generalizada de los especialistas de diseño. [34] Por esta razón, la Dirección de Vialidad ha elegido como procedimiento de diseño de pavimentos flexibles (capas de mezclas asfálticas apoyadas sobre capas de suelos seleccionadas, con y sin tratar o directamente sobre la subrasante) y de pavimentos rígidos (losas de hormigón apoyadas sobre una subbase), una adaptación a las condiciones nacionales de los métodos desarrollados en los Estados Unidos por la AASHTO [1].

4.3.3.1 Coeficiente de Drenaje

Desde épocas muy remotas, se ha sabido que un material expuesto al agua presenta un cambio en sus propiedades mecánicas. En respuesta a ello, los métodos de diseño propuestos desde hace ya varios años han tratado de que esta característica se refleje en los espesores de los materiales colocados en la estructura (materiales de textura fina y granulares).

La conveniencia de drenar el agua fuera de la estructura del pavimento, ha sido un factor que siempre se ha considerado en forma preponderante en el diseño de un camino, a pesar de lo cual, normalmente las bases que se construyen no drenan bien [1].

Es preciso entender que después de una gran tormenta de lluvia, el agua llena la base del pavimento. Cuanto más tiempo permanece el agua allí mayor es el daño que puede hacer, especialmente en presencia de grandes cargas. De manera que conceptualmente es una idea muy buena incorporar el drenaje en el diseño, pero cuando se trata de seleccionar un valor es cuando se encuentran las dificultades [34].

El método de diseño AASHTO considera directamente los efectos del contenido de humedad en los suelos de la subrasante, bases y sub bases [1]. Incorporando el coeficiente de drenaje (Cd) para considerarlo en el diseño [35]. Este coeficiente está basado en dos parámetros, uno es el tiempo para drenar el pavimento después de una tormenta de lluvia y otro es el porcentaje de tiempo que el pavimento está expuesto a condiciones de saturación [34].

La evacuación de las aguas que alcanzan al pavimento se logra mediante tres procedimientos; drenaje superficial, subdrenaje y drenes de pavimento, también llamados drenaje estructural. Estos sistemas, sin embargo, sólo evacuan el agua libre, en tanto que el agua atrapada por la capilaridad, no puede ser drenada [1]. De acuerdo con AASHTO, la calidad del drenaje es función del tiempo que demora una base o sub base saturada, en evacuar el 50% del agua [1]. Es por ello que el nivel de drenaje de las capas intermedias dependerá de la existencia o no de sistemas de drenaje en las bases, del tipo y permeabilidad de las capas de base y subbase, tipo de subrasante, pendiente transversal, distancia a la que se encuentren los puntos de evacuación, condiciones climáticas, y grado de precipitaciones, entre otras [35] [1]. Para lo cual es necesario que los drenajes deban diseñarse para evacuar el agua por lo menos en un período de dos horas o menos, posteriores a la finalización de la lluvia; un buen sistema de drenajes tiene que aumentar su capacidad drenante desde el material que esta aguas arriba hacia el material que esta aguas abajo [29].

Anteriormente para las condiciones de la prueba AASHTO 1986 este factor se supuso igual a uno, que corresponde a un drenaje muy insuficiente. Ello provocó erosión extensiva y bombeo. Por lo tanto, condiciones de drenaje más favorables indudablemente requerirán un valor mayor que la unidad [34]. El valor de este factor dependerá de la calidad percolante de las capas de drenaje; al tener capas de drenaje con valores mayores que la unidad, es factible la posibilidad de diseñar paquetes estructurales con espesores menores. Por el contrario, en el caso que el drenaje no es bueno y el coeficiente es menor que la unidad, obliga a diseñar un paquete estructural con mayor espesor, que permita resistir en igualdad de condiciones el tránsito para el que fue diseñado; sin embargo, un mayor espesor de paquete estructural, no garantiza el tener un buen drenaje [29].

Actualmente el método AASHTO 1993 considera los efectos del drenaje, modificando el coeficiente estructural en los pavimentos flexibles y los modelos de escalonamiento de juntas en los rígidos [1].

En consecuencia, el MC expone que los coeficientes de drenaje a utilizar en nuestro país dependen tanto de la calidad del drenaje como del tiempo durante el cual la estructura del pavimento se verá expuestas a niveles de humedad cercanas a la saturación. El tiempo de saturación dependerá, como se dijo anteriormente, de la calidad del drenaje y también de la distribución y frecuencia de las precipitaciones que caracterizan la zona donde se localiza el proyecto que se analiza [1].

La Tabla 4.2 indica la clasificación de calidad del drenaje de las bases en función del tiempo que demora la evacuación del agua de saturación, según la definición de AASHTO.

El criterio general es que en un lapso de 2 horas se evacúe el 50% del agua drenable presente en la capa de base. El diseño estándar basado en el tiempo para drenar califica la calidad del drenaje de la base desde “excelente” hasta “muy malo”, según el tiempo que tarde en drenar [35].

Tabla 4.2 - Calidad del drenaje de bases y subbases [1]

Calidad del Drenaje	Tiempo de evacuación
excelente	2 horas
bueno	1 día
regular	1 semana
malo	1 mes
muy malo	no drena

El coeficiente de drenaje C_d varía entre 0.60 y 1.40, según las condiciones antes mencionadas. Un C_d alto implica un buen drenaje y esto favorece a la estructura, reduciendo el espesor de concreto a calcular.

La Tabla 4.3, muestra los coeficientes de drenaje que se proponen para el país; corresponden a un resumen de los resultados obtenidos en un estudio realizado especialmente con ese propósito.

Tabla 4.3 - Coeficientes de Drenaje [1]

REGION	PRECIP.	BASE PERMEABLE	BASE : FINOS HASTA 10%		BASE: MAS 10% FINOS	
			SUBRAS. GRAN.	SUBRAS. FINOS	SUBRAS. GRAN	SUBRAS. FINOS
IV	≤ 100 mm	1,40 - 1,35	1,35 – 1,25	1,35 - 1,25	1,25 - 1,15	1,05
	> 100 mm	1,40 - 1,35	1,35 – 1,25	1,35 – 1,25	1,15 – 1,00	1,05 – 0,80
V a VI	≤ 150 mm	1,40 – 1,35	1,35 – 1,25	1,35 - 1,25	1,15 – 1,00	1,00
	> 150 mm	1,40 – 1,35	1,35 – 1,25	1,25 – 1,15	1,00	1,00 – 0,80
VII a IX	≤ 350 mm	1,40 – 1,35	1,35 – 1,25	1,35 - 1,25	1,00	0,80
	> 350 mm	1,40 – 1,35	1,25 – 1,15	1,25 - 1,15	1,00-0,80	0,80
X	≤ 1.500 mm	1,40 - 1,35	1,25 – 1,15	1,15	1,00-0,80	0,80 – 0,60
	> 1.500 mm	1,35 - 1,30	1,15 – 1,00	1,15 - 1,00	0,80	0,60
XI y XII	≤ 500 mm	1,40 - 1,35	1,35 – 1,25	1,25 - 1,15	1,00	1,00 – 0,80
	> 500 mm	1,40- 1,35	1,25 – 1,15	1,15	0,80	0,80

Base permeable: menos de 3% de finos y/o coeficiente de permeabilidad $> 0,01$ cm/s
 Subras Gran.: subrasante granular, máximo 35% pasa tamiz de 0,08 mm
 Subras Finos: subrasante de suelo fino.

Las bases que son permeables, son excelentes para permitir la evacuación rápida del agua de una estructura de pavimento, antes que la condición de saturación dañe el comportamiento de la capa.

Estas bases pueden estar construidas con materiales estabilizados o no, ya que, como se expuso anteriormente, en una buena base drenante, el agua libre no debe permanecer más de dos horas después de que finalizó la lluvia [29].

Los materiales de los agregados de la base permeable, deben ser resistentes y durables. Es recomendable que la permeabilidad sea igual o superior a 0,35 m/seg [1][29]. Estas bases pueden ser tanto tratadas como sin tratar y para que trabajen en forma adecuada deben complementarse con un sistema de drenes de pavimento [1].

Es importante que al efectuar la construcción de un pavimento, se deba prever un buen sistema de colectores longitudinales que tengan el diámetro requerido y tengan relación directa con el aporte de agua de la base; siempre que sea posible, es conveniente que el agua drenada de la base no escurra sobre los taludes [29].

4.3.4 Implicaciones Económicas

En innumerables ocasiones, las consideraciones económicas pueden eclipsar los aspectos físicos del deficiente comportamiento de las carreteras [30]. En muchos casos, se han requerido recursos considerables para la reconstrucción y el mantenimiento de las vías producto de los deterioros prematuros de los pavimentos. En la mayoría de los casos, las medidas correctivas han incluido la construcción de obras de subdrenaje [30].

Hay estudios que indican aumentos de dos hasta tres veces en la vida de servicio de los pavimentos, cuando ellos han sido provistos de sistemas de subdrenaje idóneos en el instante de su construcción [36][37].

Como se ha dicho a lo largo del presente capítulo, el agua muy a menudo es el origen del deterioro (o la aceleración del deterioro) que afecta tanto a pavimentos rígidos como flexibles. En el diseño de una reposición se debe investigar si mejorando el drenaje de la plataforma y/o bajo el pavimento, se podría desacelerar el ritmo del deterioro que ha venido experimentando el pavimento. En los pavimentos flexibles, por ejemplo, la humedad puede ser la causa o el origen de la aceleración de fallas tales como la pérdida de áridos, ahuellamientos, deformaciones, grietas por fatigamiento y baches [1].

Tanto en lo que respecta a diseño como a construcción, existe actualmente en el mercado una amplia gama de productos, tecnologías y maquinaria que permiten contar con pavimentos de muy buena calidad y propiedades. A juicio de los entendidos, el gran reto existente en este ámbito está relacionado más bien con la conservación de las redes urbanas e interurbanas [38]. Al respecto, Augusto Holmberg, Gerente General del Instituto del Cemento y del Hormigón de Chile (ICH), en una publicación hecha el año 2008 señala que "los pavimentos deben prestar un buen servicio y tener una alta vida útil, de por lo menos 20 años, tema en el que, probablemente, existe una deuda importante y donde queda en evidencia la falta de un adecuado sistema de administración de los pavimentos, principalmente a nivel urbano".

Es así como la vida útil de los pavimentos y su inversión, se sabe que están estrechamente relacionadas con los fondos nacionales y regionales en función de los polos de desarrollo que logren alcanzar, ofrecer y beneficiar [39]. Su calidad está dada de acuerdo a la rentabilidad de corto, mediano y largo plazo que sea sustentable con los programas de conservación local en cada región o localidad.

Es un desafío continuar atendiendo obras de conservación mayor, y mantener y reparar carreteras, obras de arte, puentes y túneles, en coordinación con la Dirección de Vialidad y Concesiones de Obras Públicas [39]. Implementar un sistema de gestión de pavimentos urbanos es clave en pos de la permanencia de ciertos estándares de calidad y durabilidad que deben entregarse al tránsito [38].

Conforme a la Ordenanza General de Urbanismo y Construcción, el MOP puede indicar innovaciones tecnológicas sustentadas en los MC que actualmente dispone el Estado para diseñar y construir de acuerdo a la reglamentación internacional [39].

En Chile, actualmente existen herramientas de gestión susceptibles de ser actualizadas y más amigables y una normativa claramente establecida, que puede mejorarse, por lo que el tema de fondo es el del financiamiento [38]. El presupuesto que se destina a la reparación y conservación desde el año 2008 ha sido extraordinario, pero en general no hay seguridad de una determinada cantidad de recursos en el tiempo.

Existiendo consenso en que el país está en un muy buen nivel en materia de tecnología, nuevas técnicas, materiales y equipamientos, y en que la conservación es un gran desafío pendiente, también es necesario superar ciertos aspectos que actúan como barrera para lograr mayores avances en el ámbito vial [38].

Durante el ejercicio presupuestario del año 2012, se realizaron ajustes dentro de los recursos de inversión, que generaron variaciones de los fondos inicialmente asignados; esto significó un aumento de \$14.342.406, lo que equivale a un 1,99%, con respecto a las cifras incluidas en la Ley de Presupuesto Año 2012, destinados a proyectos viales [40].

De esta manera, la ejecución presupuestaria en relación a los gastos en cada una de las actividades para las Obras de Vialidad, quedó como se presenta en la siguiente tabla.

Tabla 4.4 - Gastos efectivos de las actividades para las Obras de Vialidad al 31 de Diciembre de 2012 [40]

Distribución	Ejecución a Diciembre M\$
Obras Específicas	261.880.527
Obras de Conservación	365.438.167
Diseños y Estudios	18.901.751
Expropiaciones	28.457.170
Administración Directa	40.721.784
Emergencia y Reconstrucción - Terremoto 2010	15.840.951
Devolución Concesionarias Sobre peso	344.601
Gastos Administrativos	143.732
Total Obras Vialidad	731.728.683

Durante el año 2012 se dio cumplimiento a los compromisos asumidos en la Evaluación del Programa Gubernamental, Conservación por Administración Directa y Caminos Básicos [40]. En el ámbito de la Conservación por Contratos de Redes Viales, Globales y Globales Mixtos, se dio continuidad incorporado un mayor número de Contratos Globales Mixtos, con un programa de licitaciones de más de 100 contratos [40].

En las obras de conservación, reparación y reposición de pavimentos, el origen del deterioro de la estructura normalmente se encuentra asociado a una serie de factores, donde a veces resulta

bastante complejo establecer cual es la combinación de soluciones que mejor se adapta a cada situación particular. Sumado a que muchos de los procedimientos de reposición disponibles en la actualidad, se encuentran en etapas de experimentación, por lo que se carecen de una gran experiencia sobre sus resultados. La reposición de pavimentos tiene, en estos momentos, mucho de científico pero también una gran dosis de arte, por lo que en cada proyecto se debe emplear una gran cantidad de análisis, conjuntamente con un “buen sentido” [1].

Las investigaciones más recientes para la reposición de pavimentos indican que claramente la mejor solución técnica y económica consiste en diseñar el procedimiento más apropiado para cada tipo de deterioro que se presente. Las diversas técnicas de reposición que se han desarrollado en los últimos tiempos dan los mejores resultados cuando se aplican justo para el nivel de deterioro para el que fueron desarrolladas; es el concepto de “ventanas de oportunidad” que indica que cada técnica de reposición da los mejores resultados cuando se aplica dentro de un rango definido de deterioro [1].

Aunque no hay registros confiables sobre el asunto, es muy probable que la falta de adecuados sistemas de drenaje subsuperficial tenga que ver con los elevados gastos anuales de conservación en los pavimentos, ligados a la disminución de su período de diseño y a las necesidades prematuras de su rehabilitación [30]. Bajo este contexto, quizás el objetivo sería lograr una ventaja sustancial a largo plazo donde se instalen de manera oportuna dispositivos adecuados de drenaje subsuperficial que complementen la función de evacuación de las aguas de una base permeable, para que en conjunto, eviten que se produzca algún daño en la estructura del pavimento.

CAPÍTULO V – SIMULACIÓN DEL DETERIORO

La desintegración física de los suelos, utilizados como materiales para la construcción de bases granulares en los pavimentos asfálticos de la Región de Valparaíso suele quedar en evidencia ante distintas manifestaciones o síntomas que presenta la estructura, tales como: baches, hundimientos, desprendimiento de la capa de rodadura, entre otros. Estos síntomas anuncian que la capacidad de soporte con la que inicialmente fue diseñado y construido el pavimento ha disminuido considerablemente. Esto es evidenciado en el capítulo VII donde se presentan los análisis y expresión de resultados llevados a cabo en el presente trabajo.

Como no es factible en este trabajo medir el deterioro que presenta una base granular ensayada desde sus inicios para formar parte de un pavimento que será puesto en servicio el presente año y medir hasta un número de años determinados de vida útil su deterioro, entendiendo que el tiempo de realización de un trabajo de título no puede aplazarse a varios años (preferentemente más de 10 años), se procede a simular este deterioro de la manera más representativa posible.

En el caso de la Ruta F-50 y el Camino la Pólvora de 23 y 5 años de vida útil, respectivamente, (ambas descritas en el Capítulo III) se parte con base en datos de ensayos realizados y archivados de varios años, con los que inicialmente fueron construidas, proporcionados por el Laboratorio Regional de Vialidad, los cuales se comparan con los realizados actualmente en este trabajo, para determinar el grado de desintegración real de los áridos de las bases granulares que presentan en la actualidad. Estas mediciones servirán de avales para la simulación adoptada.

La simulación se lleva a cabo mediante el ensayo de Trituración descrito en el ítem siguiente, el cual representa mediante acciones de compresión e impacto la desintegración física de los áridos.

El propósito de este ensayo es obtener un índice de Trituración, parámetro que será determinante para la simulación requerida al reflejar una desintegración física que equivaldría a lo que ocurre en la realidad en una base granular de un pavimento flexible después de varios años de puesta en servicio. Cabe señalar, que el deterioro real de un pavimento dependerá de varios factores, como la cantidad de ejes equivalentes para los cuales fue diseñado, la cantidad de años de vida útil que presenta, las condiciones climáticas a las cuales ha sido expuesto y también a la cantidad de material fino adicionado a su base granular, lo que comúnmente ocurre en la región para disminuir los costos directos, sacrificando consigo, la alta capacidad de soporte que entregan nuestros áridos, especialmente si son de río. Reduciendo de esta forma los índices originales, a otros que son mucho menores, pero que conforme a lo descrito en el Capítulo III serían aceptados y cumplirían los requisitos mínimos.

El ensayo de Trituración suele usarse como complemento al ensayo de Desgaste de Los Ángeles, definido en el Capítulo III, en el caso de los agregados pétreos. Sin embargo, utilizar la máquina de Los Ángeles como actor principal para medir el desgaste de los suelos, puede ser una aproximación poco representativa de lo que un comportamiento real significa.

El ensayo de Desgaste, como tal, mide el daño de la superficie de los áridos producto del movimiento o choque contra las bolas de acero. Es un proceso en el cual las capas superficiales de los áridos se rompen o desprenden de la superficie y al igual que la fricción, el desgaste no pretende ser solamente una propiedad del material, sino una respuesta integral de la estructura del pavimento. En otras palabras, mide la resistencia a la ruptura del suelo a través del contacto con las bolas de acero de la máquina, herramienta útil para áridos superiores a 2.5 mm que forman parte de las bases utilizadas en los pavimentos, sin embargo, al ser llevado a la realidad, no considera gran parte del material que hoy en día se está utilizando en la región y en consecuencia, no sería un determinante efectivo para el comportamiento que se desea simular, es por ello que nace la necesidad de efectuar una simulación mediante un ensayo que englobe todos y cada uno

de los participantes en la materia y que refleje la real condición a la que estarían expuestos los áridos mezclados con material degradable.

5.1 Adición de material degradable

El material degradable o también llamado comúnmente maicillo (Fotografía 6.1), corresponde a una arena limosa y es clasificada según sus propiedades por el método USCS y AASHTO (capítulo II) como SM-SC y A-1b (0), respectivamente.

Este tipo de suelos se origina producto de la desintegración física o meteorización del granito. Proceso lento que involucra a sus componentes originales; mica, cuarzo y feldespato a que participen en una constante degradación en el tiempo.

El cuarzo y el feldespato, a diferencia de la mica, son más resistentes a esta desintegración, manteniendo gran parte de sus propiedades



Figura 5.1: Fotografía de una Arena Limosa (maicillo) (elaboración Propia)

El clima y las condiciones ambientales en nuestra región nos proveen de una gran cantidad de áridos suficientemente resistentes, que benefician las construcciones de pavimentos otorgando capacidad de soporte a la estructura. Sin embargo, la zona también provee de materiales que, comparándolos con los tenaces áridos de río, son bastante deficientes en lo que a resistencia se refiere. Basta con observar ciertos cortes producidos en los cerros o laderas para entender la proporción en la que se encuentra este tipo de suelo, el que es llamado coloquialmente maicillo.

La Tabla 5.1 resume este análisis comparativo reflejado por medio de un parámetro: el índice de CBR. La Planta de Áridos TRICAM provee de áridos partícipes en la construcción de pavimentos. Se hace mención a la Base TRICAM (Figura 5.2) por ser la utilizada en el presente trabajo representando las bases granulares de la Región de Valparaíso.

Tabla 5.1: Capacidad de Soporte del Material degradable y Base TRICAM

MATERIAL	CAPACIDAD DE SOPORTE CBR
MATERIAL DEGRADABLE	31
BASE TRICAM	135



Figura 5.2: Fotografía a los Áridos de Base Granular TRICAM (elaboración propia)

Como se dijo anteriormente, en la Región de Valparaíso es bastante usual esta adición de material degradable en las bases granulares limpias (Figura 5.3) donde el propósito es reducir los costos directos, y es bajo este contexto, que la utilización de un material que es capaz de degradarse constantemente en el tiempo produciendo finos adicionales presenta un comportamiento de desintegración física que no es reflejada representativamente en el ensayo de Desgaste mediante la máquina de Los Ángeles. Sumado a esto, en el maicillo predominan las partículas de tamaños inferiores a los 5 mm, de las cuales una gran parte quedaría excluida en el ensayo de Desgaste por no pertenecer al campo de aplicación del método, acentuando aún más la poca representatividad que este tendría.



Figura 5.3: Fotografía a los Áridos de Base Granular TRICAM mezclados con Material Degradable. Para el ejemplo se utilizó una mezcla del 50% de ambos materiales (elaboración propia)

5.2 Determinación del Índice de Trituración

El método para determinar el índice de Trituración descrito en el MC Vol.8, corresponde a una adaptación parcial de los aspectos pertinentes de la norma británica BS-812-75; que pretende medir la resistencia a la desintegración física de los áridos gruesos y finos, de acuerdo a cortes granulométricos establecidos en la Tabla 5.2.

Tabla 5.2: Cortes Granulométricos para efectuar el ensayo de Trituración [1]

Métodos de Ensaye	Material		Tamices en mm para	
	Tipo	Grado	Corte	Finos producidos
Compresión	Grueso	40	40 - 20	5
		20	20 - 10	2,5
Impacto	Fino	10	10 - 5	1,25
		5	5 - 2,5	0,630
		2,5	2,5 - 1,25	0,315
		1,25	1,25 - 0,630	0,160

Si bien, en la sección 8.202 del MC Vol. 8, donde se describe la correcta ejecución del ensayo, no se establece como requerimiento un análisis granulométrico previo a la ejecución del mismo. Sin embargo, es relevante para los cálculos posteriores que entregan el Índice de Trituración Final tener la granulometría del suelo, descrita en el capítulo III del presente trabajo, con base en 8.102 del MC Vol.8 a modo de facilitar las ponderaciones respectivas señaladas posteriormente en 5.3.3.

5.2.1 Índice de Trituración de los Áridos Gruesos

5.2.1.1 Alcances

El método de ensayo expuesto en el MC Vol.8, describe el procedimiento para determinar el Índice de Trituración mediante la acción de una carga gradual de compresión de los áridos gruesos en una máquina de compresión de 400 kN o más de capacidad y velocidad regulable, confinado en un cilindro de acero de pared gruesa, abierto en sus dos extremos, cuyas dimensiones de señalan en la Figura 5.4.

5.2.1.2 Preparación de la muestra de ensayo

Antes de comenzar el ensayo se dispondrá de una muestra representativa de la totalidad del suelo a ensayar, la cual debe ser aproximadamente 20 kg. Esta muestra debe estar en una condición seca, es decir, con anterioridad es necesario que estuviese en el horno a una temperatura de 110 ± 5 °C hasta masa constante, condición que se logra después de un período aproximado de 24 horas en el horno bajo estas condiciones de secado.

Es importante que se deje enfriar el suelo inmediatamente después de que es desalojado del horno, para que disminuya su temperatura hasta alcanzar la temperatura ambiente y así no perjudicar el tamizado y el pesaje.

Posteriormente, se debe tamizar y cortar en los tamices indicados en la Tabla 5.2, correspondiendo a los grados 40 y 20.

5.2.1.3 Procedimiento

Es necesario que por cada corte de material se efectúen dos ensayos, los que posteriormente se promedian aumentando así, la representatividad de los resultados.

El cilindro de acero debe ser llenado en tres partes iguales, donde cada parte es compactada con 25 golpes por una varilla de acero de 16 mm de diámetro y con un extremo redondeado. Seguidamente se enrasa y se registra el peso de la muestra en una balanza con resolución de 1 gr. Este peso es denominado A.

Seguidamente se coloca el cilindro con un plato de acero como base y un émbolo de dimensiones que se señalan en la Figura 5.4, en la máquina de compresión antes descrita.

La aplicación de la carga debe ser en forma lenta y gradual a modo de lograr alcanzar el total de la carga de 400 kN en un período aproximado de 10 minutos.

Una vez finalizada esta etapa, el material grueso triturado por compresión debe ser tamizado para separar el material fino producido correspondiente a cada corte. Los tamices a emplear para encontrar esta cantidad de material producido se muestra en la Tabla 5.2.

Esta muestra también debe estar en una condición seca, es decir, con anterioridad es necesario que estuviese en el horno a una temperatura de 110 ± 5 °C hasta masa constante, condición que se logra después de un período aproximado de 24 horas en el horno bajo estas condiciones de secado.

Es importante que se deje enfriar el suelo inmediatamente después de que es desalojado del horno, para que disminuya su temperatura hasta alcanzar la temperatura ambiente y así no perjudicar el tamizado y el pesaje.

Posteriormente, se debe tamizar y cortar en los tamices indicados en la Tabla 5.2, correspondiendo a los grados 10, 5, 2.5 y 1.25. Cabe señalar, que el MC indica que sólo algunos grados son obligatorios (2.5 y 1.25), mientras que los grados 10 y 5 son optativos. Es decir, sólo se determinan al existir una diferencia significativa entre los grados 2.5 y 1.25.

Sin embargo, en el presente trabajo, la ejecución del ensayo incorpora los cuatro grados antes señalados, a modo de obtener con mayor representatividad en el valor del Índice de Trituración en las distintas mezclas de suelo.

5.2.2.3 Procedimiento

Al igual que el procedimiento del ensayo para áridos gruesos, explicado anteriormente, es necesario que por cada corte de material se efectúen dos ensayos, los que posteriormente se promedian.

El cilindro de acero de base soldada debe ser llenado en tres partes iguales, donde cada parte es compactada con 25 golpes por una varilla de acero de 10 mm de diámetro y con un extremo redondeado.

Luego se ajusta el pequeño cilindro en la base de la máquina y se efectúan 15 golpes con el martinete, en caída libre desde 380 mm de altura, espaciados en un tiempo total de 15 segundos.

Posteriormente se pesa la muestra triturada, registrándola como A y luego se dispone a separar los finos producidos con los tamices indicados en la Tabla 5.2. El material que pasa por estos tamices debe ser registrado y se denota como B.

Cabe señalar, que para este ensayo el peso de la muestra que se utiliza para los cálculos se efectúa posterior a la trituración (a diferencia del procedimiento para el árido grueso), ya que es probable que ocurra una pérdida del material producto de los rápidos golpes proporcionados por el martinete. En efecto, si consideramos que en el procedimiento anterior la carga es gradual y lenta, todo el material una vez ensayado continúa al interior del cilindro, entonces, en relación al peso, seguirá siendo el mismo antes y después de aplicar la carga, sólo que ahora algunos áridos serán de menor tamaño.

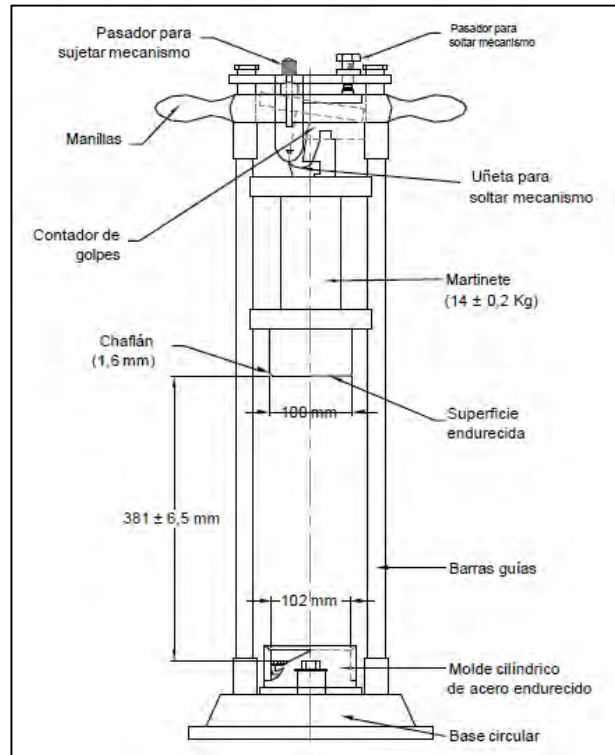


Figura 5.5: Máquina de Impacto utilizada en el ensayo de Trituración del árido fino

5.2.3 Cálculos

Los cálculos a realizar se separan para la obtención de un Índice de Trituración Parcial (IT_P) y un Índice de Trituración Total (IT_T).

El IT_P se obtiene a través de cada grado ejecutado, es una relación entre el peso inicial (A) y a los finos producidos después de la trituración (B), siendo aplicable tanto para los áridos gruesos como para los áridos finos. El promedio de ambos IT_P calculados para cada uno de los grados, según sea el caso, será el definitivo.

El cálculo para encontrar en IT_P está definido por la siguiente ecuación:

$$IT_P (\%) = \frac{B}{A} * 100 \quad (\text{ecuación 5.1})$$

Finalmente el IT_T se consigue ponderando los IT_P para cada grado (grueso y fino) según los porcentajes de cada fracción retenida (n_i) que representa la muestra ensayada.

$$IT_T (\%) = \sum IT_P * \frac{n_i}{100} \quad (\text{ecuación 5.2})$$

CAPÍTULO VI – ANÁLISIS Y EXPRESIÓN DE RESULTADOS

Las distintas mezclas porcentuales realizadas en el presente trabajo buscan limitar la cantidad de material degradable que se adiciona hoy en día a las bases granulares, evaluando esta condición, en una primera instancia, por medio del Índice de CBR (definido en el Capítulo II). Descartando aquellas mezclas que no cumplieren con los requerimientos mínimos expuestos por el MC Vol.5, obteniendo a su vez una primera aproximación de la relación que existe entre la adición de material degradable y pérdida en la capacidad de soporte.

El Índice de Trituración, detallado en el capítulo anterior, se utilizará para representar la degradación física de las distintas mezclas, incluyendo aquellas que fueron descartadas por un Índice de CBR inferior al establecido, para tener una visión completa respecto a la relación que existe entre ambos índices.

En la sección 6.4 donde comienza la simulación del deterioro, las adiciones aceptadas por el MC proceden nuevamente a ser combinadas, pero en esta etapa la adición corresponde a material triturado, es decir, bases con porcentajes de maicillo inicialmente aceptados, según las exigencias mínimas del MC Vol.5, son nuevamente puestas en evaluación pero ahora con añadiduras de material triturado, manteniendo la misma proporción que inicialmente tuvieron de material degradable.

Estas mezclas serán evaluadas mediante el Índice de CBR en busca de nueva relación que esta vez permita establecer la pérdida en la capacidad de soporte que tendrían los materiales que inicialmente son aptos para ser incorporados en la construcción de pavimentos, bajo un deterioro simulado que ocurriría en el tiempo de vida útil producto de las solicitaciones del tránsito vehicular.

Durante toda la evaluación constructiva, también se añaden las consideraciones de diseño y se incluye el Método AASHTO para proporcionar datos relevantes por medio del coeficiente de permeabilidad, caracterizando el drenaje, en busca de un límite que sugiera en conjunto con el índice de CBR, una restricción en la adición de finos degradables a los materiales de bases.

Ambas consideraciones, constructivas y de diseño, en conjunto cumplirán la función de evaluadores, mientras que los datos de las dos bases existentes servirán como garantía o aval a las relaciones planteadas.

6.1 Propiedades de los suelos empleados en el análisis

6.1.1 Material Degradable

El material degradable a utilizar corresponde a una arena limosa llamada maicillo, descrita en Capítulo V, la cual presenta las propiedades descritas en la Tabla 6.1 donde se manifiestan las condiciones mínimas exigidos por el MC Vol.5, descritos anteriormente en el Capítulo III.

En la misma tabla se puede apreciar que el material degradable no cumple con los parámetros exigidos que se consideran para los materiales de bases granulares que formarán parte de la estructura de un pavimento flexible. Los parámetros resaltados con color rojo así lo evidencian,

indicando que este material por sí solo, no sería apto para ser utilizado como base granular, al no ajustarse a la graduación de la banda granulométrica TM 50c, utilizada en la región y además de presentar una capacidad de soporte muy por debajo de la mínima exigida.

6.1.2 Base Granular TRICAM

Los materiales extraídos de la Planta de Áridos TRICAM que se utilizan como bases granulares de los pavimentos flexibles, a diferencia del material degradable, cumplen a cabalidad todos los parámetros mínimos exigidos por el MC Vol.5. (Tabla 6.1)

Su elevada capacidad de soporte sumada al alto porcentaje de chancado que presenta la clasifica como un material de muy buena calidad. Calidad propia de los áridos de la región.

Tabla 6.1: Propiedades y características de los materiales utilizados en el análisis. Evaluados según exigencias del MC Vol. 5 (elaboración propia)

ENSAYOS SEGÚN MC VOL. 8	TAMIZ		MATERIAL		PARAMETROS EXIGIDOS MC VOL. 5	
	PULGADAS	mm	BASE TRICAM	MATERIAL DEGRADABLE	BANDA GRANULOMETRICA TM-50c	
GRANULOMETRÍA (% QUE PASA)	2"	50	100	-	100	100
	1"	25	94	-	70	100
	3/4"	20	80	100	60	90
	3/8"	10	54	98	40	75
	N°4	5	39	88	30	60
	N°10	2	26	63	15	45
	N°40	0,5	10	33	10	30
	N°200	0,08	4	13	0	15
CUBICIDAD DE PARTÍCULAS	Chancado (%)		71	-	≥ 50	
	Rodado (%)		29	-	-	
	Laja (%)		2	-	-	
ÍNDICE CAPACIDAD DE SOPORTE	CBR(%)		135	31	≥ 80 %	
ÍNDICE DE PLASTICIDAD	I.P		N.P	N.P	≤ 6	
LIBRE DE MATERIAL ORGÁNICA			SI	SI	SI	
DESGASTE DE LOS ÁNGELES (%)			15,9	-	≤ 35 %	
EQUIVALENTE DE ARENA (%)			49	-	≥ 25 %	
SALES SOLUBLES (%)			0,09	-	≤ 4 %	

6.2 Mezclas con material degradable

Los porcentajes a considerar fueron determinados aplicando intervalos que diferían entre sí en un 10%, es por ello que primero se determinan las mezclas con 30, 20 y 10%, respectivamente, de adición de material degradable. Seguidamente al evaluar el índice de CBR se determinó que el mínimo requerido se encontraba entre las adiciones de 20 y 10%, en consecuencia, se realizó la adición de 15%.

La mezcla que incluye el 5% de material degradable se realiza post ensayo de Trituración a las tres adiciones anteriores, al necesitar encontrar un límite para los resultados en la simulación del deterioro.

6.2.1 Evaluación de la Capacidad de Soporte

Las distintas mezclas realizadas con las adiciones de material degradable aparecen en la Tabla 7.2 evaluadas por medio de la Banda Granulométrica TM 50c y el índice de CBR obtenido para cada una de ellas. Cabe señalar que el resto de parámetros exigidos por el MC, no aparecen en la tabla por ser dependientes de las propiedades de los áridos gruesos, ya analizados en la Tabla 7.1 y que por lo tanto, cumplen los requerimientos mínimos. De todos modos el detalle del análisis completo a los materiales se entrega en el Anexo A.

A su vez, la Figura 6.1 ilustra la relación entre la pérdida en la capacidad de soporte y las distintas adiciones.

Los valores del Índice de CBR destacados en color rojo corresponden a aquellos que no cumplen el requerimiento mínimo: 80%. En consecuencia, las mezclas con adiciones de 30 y 20% de material degradable, serán descartadas para los futuros análisis, ya que una base granular limpia mezclada con esos porcentajes no sería apta para la construcción de un pavimento, y por ende no serían utilizadas por los constructores.

Tabla 6.2: Disminución del Índice de CBR en las mezclas realizadas producto de la adición de Material Degradable (elaboración propia)

ENSAYO SEGÚN MC VOL. 8		70% BASE TRICAM + 30% MATERIAL DEGRADABLE	80% BASE TRICAM + 20% MATERIAL DEGRADABLE	85% BASE TRICAM + 15% MATERIAL DEGRADABLE	90% BASE TRICAM + 10% MATERIAL DEGRADABLE	95% BASE TRICAM + 5% MATERIAL DEGRADABLE
INDICE DE CBR AL 95% DE LA DMCS	CBR (%)	64	74	84	102	115

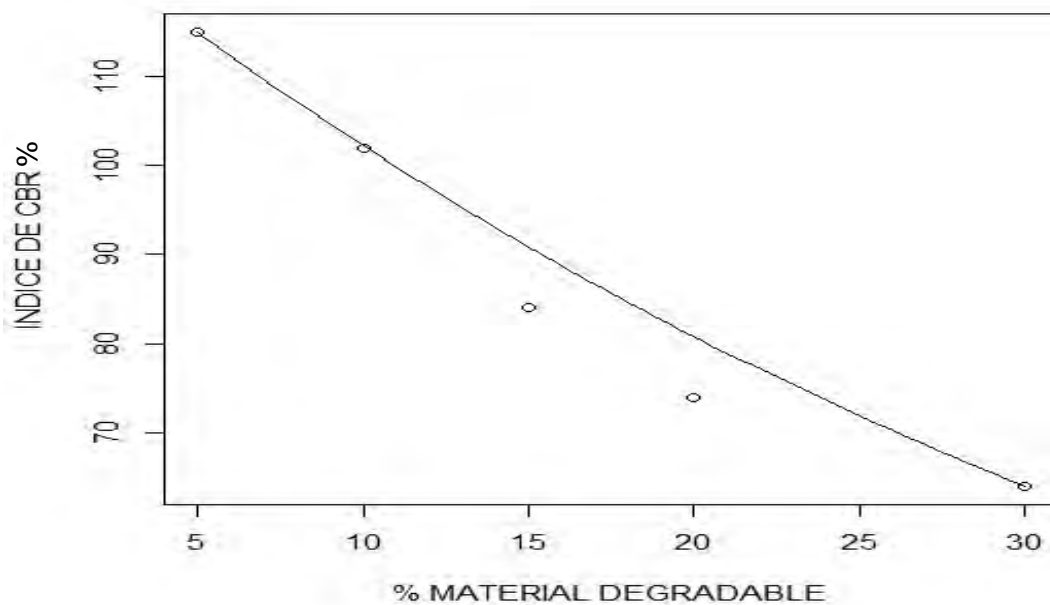


Figura 6.1: Gráfico de Relación entre el Índice de CBR y la cantidad de Material Degradable adicionado a las Bases Granulares limpias TRICAM

La relación entre este material y el parámetro de CBR se lleva a cabo mediante los resultados basados en cinco condiciones: 5, 10, 15, 20 y 30% de adición de maicillo. La relación obtenida se expresa mediante la ecuación experimental 6.1

$$\%CBR = 126,353228 * 0,976142^{\%M} \quad (\text{ecuación 6.1})$$

Donde:

% CBR: % Índice de CBR

%M: % de Material Degradable

Esta ecuación corresponde a una función exponencial que fue elegida por ser la de mejor ajuste (Figura 6.1).

Para ello se utilizó un programa estadístico llamado R, que comúnmente se ocupa para el manejo de datos, gráficas y cálculos. Esta herramienta además arroja los resultados de varianza y del coeficiente de correlación de Spearman (ρ), que se muestran en la Tabla 6.3

La regresión dada, por su parte, modela ambos parámetros dentro de un rango establecido y genera una buena aproximación de los datos que se tienen. Precisamente, el rango en el cual es válida la interpretación es en porcentajes de maicillo entre 5 y 30%, donde se obtienen valores de capacidad de soporte entre 64 y 115%. Valores que se escapen a estos rangos podrían tener un resultado que no sea correctamente representativo.

Tabla 6.3: Resultados de la Relación entre el Índice de CBR y la cantidad de Material Degradable adicionado a las Bases Granulares limpias TRICAM, mediante software R

Coeficiente de correlación de Spearman (ρ)	-1
Varianza x	92,5
Varianza y	428,2

El coeficiente de correlación de Spearman, se emplea como medida de la asociación o interdependencia entre dos variables aleatorias continuas. Toma valores entre -1 y 1, siendo, en este caso, ρ igual a -1 que significa una correlación negativa perfecta. El signo negativo indica la dirección de la relación; una variable aumenta a medida que la otra disminuye o viceversa [41].

Con este análisis se denota que mientras aumenta la cantidad de material degradable adicionado a las bases TRICAM, el Índice de CBR de las mismas, tiende a disminuir considerablemente. Es aquí donde se refleja que cantidades levemente superiores al 15% de adición de maicillo en las bases provocaría una disminución en su capacidad de soporte de tal manera, que no cumpliría los requisitos mínimos exigidos. Si se utiliza la Ecuación experimental 6.1 el valor máximo de material degradable a incorporar en una base granular que forma parte de un pavimento flexible sería aproximadamente de **18%**.

Se debe considerar que el maicillo es un material presente en los estratos naturales de los terrenos a utilizar en obras viales, por lo que no puede existir una homogeneidad de sus propiedades.

Sin embargo, el material de base granular preparado en planta y proveniente de áridos tratados, corresponde a una mezcla homogénea que cumple estrictamente lo indicado en 5.302 del MC Vol. 5. Por esta razón, al analizar dos muestras aleatorias, de obras distintas pero de igual procedencia, encontramos valores en el Índice de CBR muy similares. Situación que por lo descrito anteriormente, no es posible de obtener en los maicillos naturales, observando variaciones en su capacidad de soporte de un 10 a un 60%.

6.2.1.1 Veracidad de la relación planteada

6.2.1.1.1 Ruta F-50, Camino Lo Orozco

Al evaluar la relación propuesta con respecto a la base existente de Lo Orozco, descrita en el Capítulo II, donde se obtuvieron resultados de los áridos utilizados en el año 1990, con procedencia del Pozo Las Piedras (Tabla 3.4), y a su vez, en la Tabla 3.5 se indicó un resumen de ensayos realizados a los áridos de base granular existente inalterada después de 23 años, se hace posible avalar esta relación comparando los resultados reales con los obtenidos de la interpretación.

Por lo tanto, llevando este análisis al Índice de CBR obtenido en las muestras de las bases granulares existentes, podemos encontrar que la base utilizada en el pavimento de la Ruta F-50 que arrojó un 50% de CBR, después de 23 años, se encontraría actualmente con un porcentaje de material degradable superior a un 30%. Es más, si se utiliza la Ecuación 6.1, podemos suponer que originalmente fue mezclada con aproximadamente un 18% de material degradable (asumiendo un CBR de 80%). Este es el efecto que tiene el maicillo en el tiempo, es decir, en la vida útil de un pavimento. Por esta razón, si se considera que inicialmente la mezcla incluyó un 18% de material

degradable, hoy después de 23 años equivale a realizar la misma mezcla pero ahora con poco más de un 30% de este material.

6.2.1.1.2 Camino La Pólvara

Por su parte, para el caso de la base existente en el Camino La Pólvara, después de 5 años de vida útil, por medio del LRV se llevó a cabo una calicata en el pavimento asfáltico existente y se extrajo una muestra de base granular inalterada, para así determinar la posible pérdida en sus propiedades originales.

El ensayo de CBR arrojó un 56% que representa un porcentaje muy superior a un 30% de material degradable adicionado, y si se evalúa que en una primera instancia, los ensayos por parte de Asesoría y Autocontrol entregaron valores de CBR en promedio de 92 y 100% respectivamente, podemos suponer utilizando este rango y haciendo uso de la Ecuación 6.1, que la mezcla utilizada hace 5 años, fue con una adición de maicillo aproximada entre un 10 y un 13% de material degradable.

6.2.2 Evaluación de la Desintegración Física

Los índices de Trituración entregan una aproximación respecto a la desintegración de los materiales producto de impactos repetidos y de compresión. Entendiendo que el porcentaje de IT_T refleja la cantidad porcentual de material que se escapa de los rangos originales en su granulometría, al desintegrarse, descomponerse o incluso después de muchos años pulverizarse, arrojando como consecuencia mayor cantidad de finos adicionales que inicialmente no se tenían contemplados.

La determinación de este índice se realizó de acuerdo al Capítulo V, basado en el MC Vol.8

La Tabla 6.4 entrega los resultados del ensayo para las distintas adiciones de maicillo, incluidos la base granular limpia TRICAM y el material degradable por si sólo.

La Figura 6.2 ilustra la relación entre el Índice de Trituración y la pérdida en la capacidad de soporte del material reflejado en el porcentaje del Índice indirecto CBR. Las distintas ponderaciones de los Índices de Trituración Parciales ponderados con su granulometría, se encuentran definidos en el Anexo B.

Tabla 6.4: Índice de Trituración Total de los materiales utilizados en el Trabajo (elaboración propia)

ENSAYO SEGÚN MC VOL. 8		100% MATERIAL DEGRADABLE	70% BASE TRICAM + 30% MATERIAL DEGRADABLE	80% BASE TRICAM + 20% MATERIAL DEGRADABLE	85% BASE TRICAM + 15% MATERIAL DEGRADABLE	90% BASE TRICAM + 10% MATERIAL DEGRADABLE	95% BASE TRICAM + 5% MATERIAL DEGRADABLE	100% BASE TRICAM
INDICE DE TRITURACIÓN	IT_T (%)	5,8	8,0	7,7	7,4	7,3	7,2	7,0

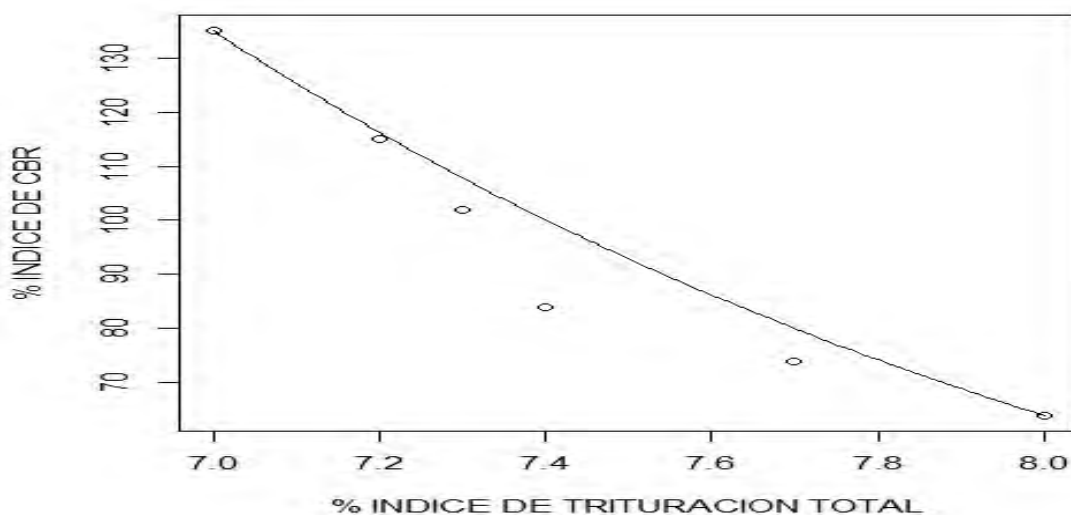


Figura 6.2: Gráfico que representa la Relación entre el Índice de CBR y el Índice de Trituración (elaboración propia)

La ecuación experimental que define el comportamiento de la curva es:

$$\%CBR = 25174,846676 * 0,470436 \%IT \quad (\text{ecuación 6.2})$$

La ecuación 6.2 es del tipo exponencial y representa de manera aproximada la tendencia de la curva en la Figura 6.2

Los resultados de varianza y coeficiente de correlación de Spearman entregado por el Software R se muestran en la Tabla 6.5, donde nuevamente se obtiene una asociación entre variables (rho) de -1, que indica una correlación negativa perfecta.

Tabla 6.5: Resultados de la Relación entre el Índice de CBR y el Índice de Trituración de las distintas adiciones de materiales degradable, mediante software R.

Coeficiente de correlación de Spearman (rho)	-1
Varianza x	0,13067
Varianza y	713,867

Como se podrá apreciar, la Figura 6.2 no incluye el valor del Índice de Trituración Total del material degradable para determinar la Ecuación 6.2. Esto se debe a que dicho valor no pudo ser estimado bajo las mismas consideraciones que se ocuparon en las mezclas y en base TRICAM, por ende su utilización como parámetro representativo tuvo que ser excluido.

El material degradable o maicillo es evidentemente más blando que los áridos de la base inerte, por ende puede parecer contradictorio que su Índice de Trituración Total sea más bajo que el de estos áridos. Esta explicación recae en que el maicillo presenta un tamaño máximo en sus partículas cercano a 10 mm, donde predominan en gran cantidad aquellas que son inferiores a los 5 mm. Por esta razón los índices de Trituración Parcial de los áridos gruesos no pudo ser determinado, y en consecuencia, en la sumatoria de los cálculos finales, donde la contribución por cada grado es referida a la masa, el Índice de Trituración Total tuvo que ser determinado sin ejecutar el ensayo a compresión y el resultado, por ende, es mas bajo.

Por lo tanto, es necesario establecer limitantes para la correcta utilización de la ecuación.

- La ecuación experimental 6.2 es válida para materiales que consigan para todos los grados, todos los IT_P (definidos en el Capítulo V), es decir, grado 40, 20, 10, 5, 2,5 y 1,25. Por ende, el IT_T debe ser obtenido mediante la sumatoria de los IT_P ponderados con los porcentajes retenidos (n_i) de cada grado, según la ecuación 5.2.
- El rango en el cual es válida la relación corresponde a Índices de Trituración entre 7 y 8%, donde se obtienen valores de capacidad de soporte entre 64 y 135%. Valores que se escapen a estos rangos podrían tener un resultado que no sea correctamente representativo.

El Índice de Trituración Total determinado a partir de las sumatorias de los Índices de Trituración Parciales incorpora tanto la parte gruesa como la parte fina de los materiales en las distintas adiciones. La variación o aumento del IT_T es muy leve a medida que disminuye notoriamente la capacidad de soporte. Esto se debe a que la sensibilidad del parámetro recae mayoritariamente en el aporte de los áridos gruesos, otorgando en promedio contribuciones por grado (40 y 20) valores cercanos a 2,5% en cada uno. Sin embargo, en el aporte de los materiales más finos, la contribución por grado (10, 5, 2.5 y 1.25) entrega valores entre 0 y 1%, en cada uno, por lo cual al incorporar la totalidad de los grados, la influencia en la sumatoria final recae prácticamente sólo en los grados 40 y 20, los cuales representan aproximadamente el 75% del valor del IT_T .

A modo de representar esta diferencia porcentual, según la relevancia que involucra a cada contribución, en la tabla siguiente se exponen a modo de comparación, los valores del IT_P en los grados gruesos y grados finos.

Tabla 6.6: Índice de Trituración Total y Parcial de los materiales gruesos y finos utilizados en el Trabajo (elaboración propia)

ENSAYO SEGÚN MC VOL. 8		100% MATERIAL DEGRADABLE	70% BASE TRICAM + 30% MATERIAL DEGRADABLE	80% BASE TRICAM + 20% MATERIAL DEGRADABLE	85% BASE TRICAM + 15% MATERIAL DEGRADABLE	90% BASE TRICAM + 10% MATERIAL DEGRADABLE	95% BASE TRICAM + 5% MATERIAL DEGRADABLE	100% BASE TRICAM
INDICE DE TRITURACIÓN TOTAL	IT_T (%)	5,8	8,0	7,7	7,4	7,3	7,2	7,0
INDICE DE TRITURACIÓN PARCIAL GRUESOS	$IT_{P(G)}$ (%)	-	4,9	5,0	4,9	5,0	5,0	5,0
INDICE DE TRITURACIÓN PARCIAL FINOS	$IT_{P(F)}$ (%)	5,8	3,1	2,7	2,5	2,3	2,2	2,0

En la Tabla 6.6 se muestran los valores porcentuales del Índice de Trituración Parcial de los materiales finos en las distintas adiciones contempladas en el Trabajo, donde la diferencia entre ellas es más notoria que la otorgada por en los IT_T . Puede observarse que la contribución de los grados 40 y 20 (Índice de Trituración de los materiales gruesos) no presenta gran variación, debido a que en todas las adiciones la parte gruesa del material continúa siendo la misma y el aporte de éstos, es el otorgado en su totalidad por los áridos gruesos limpios de la base TRICAM, a los cuales no les afecta la adición de material degradable, al no participar por su tamaño, en ambas contribuciones.

Seguidamente, la Tabla también refleja que el valor del IT_T del material degradable es el mismo al Índice de Trituración Parcial de los finos, debido a lo explicado anteriormente, y es en este punto, donde es más notoria la diferencia entre ese valor y el obtenido para las distintas adiciones. Esto se debe a que por medio de la Tabla 6.6, es posible comparar los valores porcentuales con respecto al mismo patrón, es decir, separando las contribuciones según el tamaño de los áridos. Dejando en evidencia que el material degradable por si sólo genera un alto Índice de Trituración del Fino.

En consecuencia, si se representara una condición aún más crítica, con partículas de ese mismo material pero superiores a los 10 mm, el IT_T obtenido podría alcanzar valores doblemente superiores a los arrojados en las adiciones con la base granular.

6.2.2.1 Veracidad de la relación planteada

6.2.2.1.1 Ruta F-50, Camino Lo Orozco

La base existente de la Ruta F-50 actualmente tiene un valor de IT_T de 8,2% (Anexo B) valor que indica una capacidad de soporte inferior al 64%, lo cual es acertado al compararlo con el obtenido mediante el ensayo correspondiente que arrojó un valor de CBR de 50%. El dato del IT_T , a su vez, concuerda con una adición a una base de material degradable superior al 30%, indicado en el ítem anterior. Por ende la relación planteada entre el Índice de CBR y el IT_T es considerada una buena aproximación para evaluar la desintegración física de los áridos con respecto a su capacidad de soporte.

Sumado a esto, basándose en una capacidad de soporte inicial de un 80%, y utilizando la Ecuación experimental 6.2, el IT_T de los áridos en el año 1990, debió haber sido de 7,6% y con estos valores se puede suponer que la discrepancia en los IT_T antes y después de 23 años de 0,6%.

Si originalmente se obtiene que sólo un 7,6% del material total se escapa de los parámetros o rangos de tamices que conforman su granulometría y posteriormente debido a la desintegración que sufren estos materiales aumenta a un 8,2%, ese 0,6% de discrepancia representa el deterioro del que fue partícipe la estructura durante su vida útil, medido desde el punto de vista de su capacidad de soporte, donde el aumento en un 0,6% en el IT_T provocó que el valor de Índice de CBR 80% disminuyera en un 37%, es decir, llegara a un valor de 50% en su capacidad de soporte.

6.2.2.1.2 Camino La Pólvara

Para evaluar la relación planteada, esta vez se utilizan los resultados de los ensayos obtenidos en el Camino La Pólvara de 5 años de vida útil.

Como en Índice de CBR obtenido en el ensayo fue de 56% y el IT_T corresponde a un 8,1% (Anexo B), en consecuencia, podemos suponer mediante la relación propuesta que la capacidad de soporte, bajo ese IT_T obtenido, debiese ser inferior al valor límite de la ecuación, en otras palabras menor a 64%, lo cual concuerda con el dato real.

Estos valores también se pueden relacionar con la cantidad de material degradable, ya que, según su CBR y su IT_T actualmente esa base tiene incorporada un porcentaje superior al 30% de adición de maicillo. Caso similar al de la Ruta F-50. Por ende la relación planteada, para la base existente Camino La Pólvara también es considerada una buena aproximación para evaluar la desintegración física de los áridos con respecto a su capacidad de soporte.

Anteriormente se dijo que la capacidad de soporte promedio con la que inicialmente fue diseñado el camino sería alrededor del 96%, con lo cual se puede estimar mediante la ecuación experimental 6.2 que equivaldría a casi un 7,4% en su IT_T . La diferencia entre ambos índices (0,7%) corresponde a una disminución aproximada en la capacidad de soporte de 42%.

6.2.3 Evaluación de la Permeabilidad

El Ensayo de Permeabilidad descrito en el Capítulo IV, si bien, no es un parámetro exigido por el MC para la aceptación de las bases granulares de los pavimentos flexibles, es considerado un determinante importante en el comportamiento de los materiales según el Método de Diseño ASSHTO.

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 de un pavimento.

En la Tabla 6.8 se entregan los resultados del ensayo de Permeabilidad de donde se extraen los coeficientes k_{20} necesarios para evaluar si efectivamente hay una disminución real de la permeabilidad en las distintas mezclas producto de la incorporación de material degradable.

Los coeficientes de permeabilidad resultantes fueron determinados según la ecuación 4.11 y su corrección por temperatura se efectuó por medio de la ecuación 4.9, de donde se obtiene finalmente el parámetro k_{20} , según los valores tabulados en la Tabla 6.7, donde el ensayo se efectuó a una temperatura del agua de 17°C.

Tabla 6.7: Valores de Viscosidad del agua a Temperaturas de 17 y 20°C

Temperatura 20°C	1,0040
Temperatura 17°C	1,0949
Factor de corrección T° ($\vartheta_{20^\circ\text{C}} / \vartheta_{17^\circ\text{C}}$)	0,9170

Tabla 6.8: Coeficientes de Permeabilidad: Base TRICAM y Mezclas Inicialmente Aceptadas (elaboración propia)

MATERIAL	Q (cm ³)	TIEMPO (seg)	L (cm)	h (cm)	A (cm ²)	k (cm/seg)	PROMEDIO k (cm/seg)	k ₂₀ (cm/seg)
85% BASE TRICAM + 15% MATERIAL DEGRADABLE	214	120	11,6	55	78,54	0,00478892	0,00420	4,58E-03
	549	480	11,6	55	78,54	0,0030714		
	1270	720	11,6	55	78,54	0,00473671		
90% BASE TRICAM + 10% MATERIAL DEGRADABLE	220	120	11,6	55	78,54	0,00492319	0,00431	4,70E-03
	567	480	11,6	55	78,54	0,0031721		
	1298	720	11,6	55	78,54	0,00484114		
95% BASE TRICAM + 5% MATERIAL DEGRADABLE	224	120	11,6	55	78,54	0,00501271	0,00457	4,99E-03
	610	480	11,6	55	78,54	0,00341267		
	1419	720	11,6	55	78,54	0,00529243		
BASE TRICAM	897	120	11,6	55	78,54	0,0200732	0,01400	0,02
	1955	480	11,6	55	78,54	0,01093732		
	2943	720	11,6	55	78,54	0,01097648		

Los coeficientes obtenidos mediante el ensayo de Permeabilidad (Tabla 6.8) fueron realizados en el Laboratorio de Mecánica de Suelos de la Universidad de Valparaíso, bajo condiciones descritas en el Capítulo V en un permeámetro de carga constante.

Los valores de k_{20} reflejan que la mezcla contiene aproximadamente un 6% de material fino inferior a los 0,08 mm (que pasa la malla n°200), condición que es avalada por las granulometrías de los distintas mezclas y que también coincide con lo reflejado en la Figura 1.1 según las condiciones de drenaje propuestas por la AASHTO.

Sin embargo, este parámetro no presenta variaciones significativas entre las distintas adiciones y la interpretación a los valores obtenidos describe un material, que si bien no tiene un excelente drenaje, es considerado aceptable. (Ver Tabla 4.2).

Esto puede ser explicado de manera simplificada a través de la Figura 6.3 que ilustra un corte transversal tipo de un pavimento flexible bajo una precipitación.

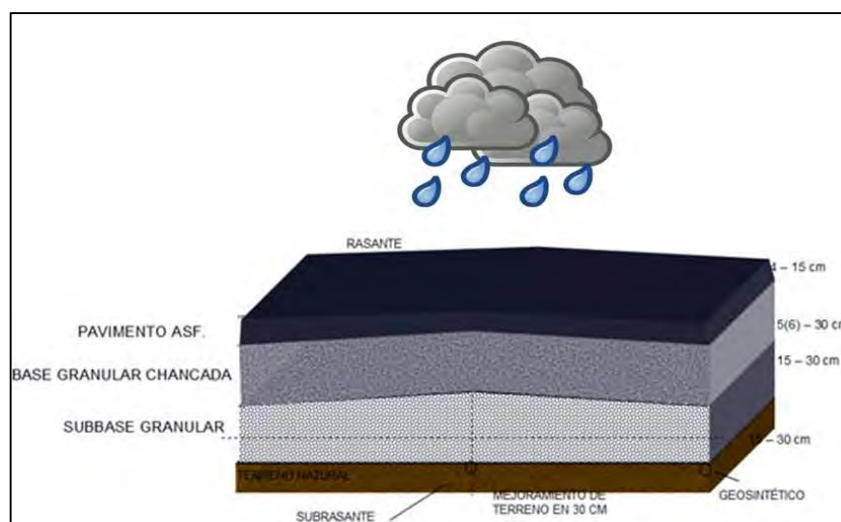


Figura 6.3: Corte Transversal Tipo de un Pavimento Flexible bajo la Lluvia

Supongamos que el pavimento tiene un ancho de calzada de 7 metros, entonces, la distancia desde su eje hasta los sistemas de drenaje laterales a la calzada será de 3,5 metros y considerando la pendiente transversal del pavimento, la gota de agua que caerá sobre este tenderá a dirigirse hacia una mitad de la calzada. Esta será la distancia más desfavorable que debe recorrer una gota de agua de precipitación que cae justo sobre el eje de la calzada e ingresa por infiltración a la base granular.

Además sabemos que la velocidad es una magnitud física que expresa el desplazamiento de un objeto por una unidad de tiempo. Si el coeficiente de permeabilidad es la velocidad, el desplazamiento más desfavorable (porque es el mayor) es 3,5 metros, entonces podemos obtener el tiempo aproximado que demorará esa gota de agua en abandonar la estructura.

Así, un coeficiente de permeabilidad que es cercano a 0,005 cm/seg, como el caso de los coeficientes de las distintas adiciones, la última gota de agua de precipitación que ingresa por infiltración a la base granular demoraría alrededor de 19 horas en evacuar. Valor que está muy por sobre las 2 horas que demora una base permeable considerada con un drenaje excelente. Sin embargo, esas 19 horas que demora en evacuar, el MC por medio de la Tabla 4.2 califica su calidad del drenaje como bueno.

En el caso de la base granular limpia, su coeficiente de permeabilidad es notoriamente más alto que el de las adiciones. Este valor también se ve reflejado en la calidad del drenaje, donde un coeficiente de 0,02 cm/seg significa que la gota de lluvia que ingresa por infiltración a la base granular, demoraría en ser evacuada, aproximadamente 5 horas. Tiempo de evacuación muy cercano a lo que sería un excelente drenaje.

Tabla 4.2: Calidad del drenaje de bases y subbases [1]

Calidad del Drenaje	Tiempo de evacuación
excelente	2 horas
bueno	1 día
regular	1 semana
malo	1 mes
muy malo	no drena

Por otro lado, basándose en lo antes señalado, la vulnerabilidad de la permeabilidad ante los materiales finos queda claramente demostrada al analizar los datos de la Tabla 6.9 donde el valor de k_{20} es, quizás desde un punto de vista matemático ligeramente inferior a los de las mezclas anteriores, pero visto desde el punto de vista de diseño, representa una evidente pérdida de permeabilidad. Basta con que la cantidad de material fino inferior a los 0,08 mm cambie de un 6% a un 12% (ANEXO A) para demostrar dicha afirmación

Tabla 6.9: Coeficiente de Permeabilidad Base Granular de 23 años Ruta F-50, Camino Lo Orozco (elaboración propia)

MATERIAL	Q (cm ³)	tiempo (seg)	L (cm)	h (cm)	A (cm ²)	k (cm/seg)	PROMEDIO k (cm/seg)	k_{20} (cm/seg)
BASE EXISTENTE LO OROZCO	28	120	11,6	55	78,54	0,00062659	0,00082	8,95E-04
	118	480	11,6	55	78,54	0,00066016		
	315	720	11,6	55	78,54	0,001175		

Si se relaciona el valor de k_{20} con la Figura 1.1 se demuestra que corresponde a un material de base granular con una cantidad de finos levemente superior al 10%.

Al representar el tiempo que demora la última gota de precipitación en evacuar la estructura, de la misma manera explicada anteriormente, el tiempo que ésta tardaría, para ese coeficiente de permeabilidad, sería de un poco más de 4 días. Por lo tanto, según la Tabla 4.2 extraída del MC, lo clasifica como un drenaje regular.

Para complementar todo lo señalado en este capítulo, también se entrega en la Tabla siguiente el resultado del ensayo de Permeabilidad a la base existente del Camino La Pólvora.

Tabla 6.10: Coeficiente de Permeabilidad Base Granular de 5 años
Camino La Pólvora (elaboración propia)

MATERIAL	Q (cm ³)	TIEMPO (seg)	L (cm)	h (cm)	A (cm ²)	k (cm/seg)	PROMEDIO k (cm/seg)	k_{20} (cm/seg)
BASE EXISTENTE CAMINO LA POLVORA	148	120	11,6	55	78,54	0,00331197	0,00317	3,46E-03
	437	480	11,6	55	78,54	0,00244481		
	1008	720	11,6	55	78,54	0,00375953		

Nuevamente, al relacionar el coeficiente de permeabilidad de la base existente con la Figura 1.1 se puede interpretar que corresponde a un material con un 5 a un 10% de material fino inferior a los 0,08 mm.

Por su parte, la última gota de agua de precipitación demoraría en evacuar la estructura aproximadamente 28 horas, calificando el drenaje de ésta, según la Tabla 4.2 como bueno.

6.3 Mezclas con material triturado

Las mezclas que inicialmente tenían adiciones de material degradable en porcentajes de 5, 10 y 15% se trituran, por medio del ensayo de Trituración descrito en el Capítulo V. El material resultante (triturado) se utiliza para elaborar una nueva mezcla: base TRICAM con adiciones de material triturado. En otras palabras, una mezcla que contiene inicialmente un 15% de material degradable, ahora tendrá ese mismo 15% pero de material triturado.

El hecho de que el material degradable ahora sea reemplazado por material triturado, tiene como objetivo demostrar el deterioro que ocurriría en una estructura de pavimento flexible con el paso del tiempo debido a las solicitaciones permanentes del tránsito vehicular, este debilitamiento se refleja a consecuencia de la desintegración física de los materiales, donde esta desintegración se simula con adiciones de material triturado.

6.3.1 Evaluación de la Capacidad de Soporte por medio de la Desintegración Física

Los resultados del ensayo de CBR aplicado a las nuevas mezclas se muestran en la Tabla 6.11

Tabla 6.11 - Disminución del Índice de CBR en las mezclas realizadas producto de la adición de Material Triturado (elaboración propia)

ENSAYO SEGÚN MC VOL. 8		85% BASE TRICAM + 15% MATERIAL		90% BASE TRICAM + 10% MATERIAL		95% BASE TRICAM + 5% MATERIAL	
		DEGRADABLE	TRITURADO	DEGRADABLE	TRITURADO	DEGRADABLE	TRITURADO
INDICE DE CBR	CBR (%)	84	65	102	71	115	81

Como puede apreciarse, en a Tabla 6.11 los valores del Índice de CBR son bastante inferiores a los que se obtuvieron en las adiciones con material degradable.

La Figura 6.4 demuestra la relación entre los Índices de CBR de las mezclas con material triturado y con material degradable.

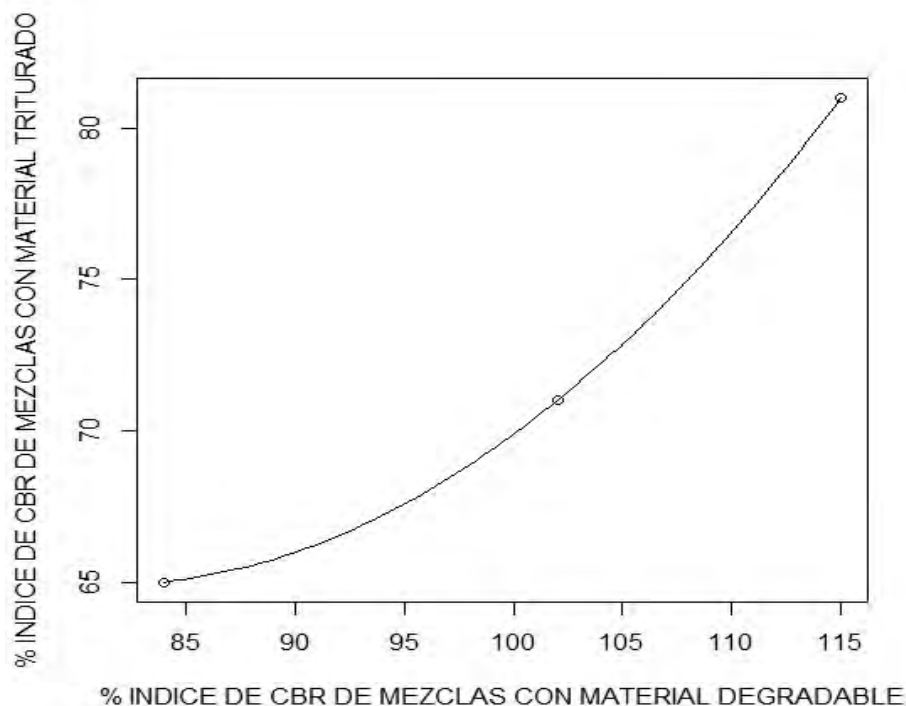


Figura 6.4 - Gráfico de la Relación entre el Índice de CBR de las mezclas con material triturado y el Índice de CBR de mezclas con material degradable (elaboración propia)

Utilizando una vez más la herramienta estadística R, se entregan los resultados de varianza y coeficiente de correlación de Spearman mostrados en la Tabla 6.12, donde otra vez se obtiene una asociación entre variables (ρ) de 1, que indica una correlación positiva perfecta, es decir, mientras una variable aumenta, la otra también lo hace.

Tabla 6.12 - Resultados de la Relación entre el Índice de CBR de las mezclas con material degradable y el Índice de CBR de las adiciones con material triturado, mediante software R.

Coeficiente de correlación de Spearman (ρ)	1
Varianza x	242,333
Varianza y	65,333

Esto explicaría que mientras más bajo sea el Índice de CBR inicial (de la mezcla con material degradable) menor será el obtenido posteriormente una vez que se degraden los materiales.

Sin embargo, se puede observar que la disminución del Índice de CBR producida al incorporar el material triturado a la mezcla, se mantiene constante en aproximadamente un 30%

6.3.1.1 Veracidad de la relación planteada

El enfoque estaría en encontrar por medio de un Índice de CBR inicial de un material de base mezclado con material degradable, el futuro Índice de CBR que presentará esa misma mezcla después de experimentar el daño o degradación en sus materiales, producto de un sostenido tránsito vehicular. Sin embargo, tener una curva de ajuste para poder predecir el índice de CBR después de varios años de vida útil en una estructura de pavimento flexible es muy difícil con tan pocos datos, tendríamos que hacer mediciones de varios caminos, por varios años, además de incluir otra variable igualmente relevante: las solicitaciones del tránsito vehicular. Aquellas que son representadas por la cantidad de ejes equivalentes, según el tipo de vía que se desee proyectar.

Siendo un parámetro muy relevante para las consideraciones en el diseño de los pavimentos.

En consecuencia, este ítem no muestra una ecuación experimental que refleje el comportamiento entre las dos variables, limitándose a una representación de los datos obtenidos que aportan una tendencia clara en el futuro comportamiento de los materiales mediante los resultados de los ensayos.

6.3.1.1.1 Ruta F-50, Camino Lo Orozco

Como se ha mencionado a lo largo de este capítulo, la Ruta F-50 contemplaba una base granular que ensayada después de 23 años arrojó resultados en su Índice de CBR inferiores a los que inicialmente fue construida. Basta comparar la Tabla 3.4 con la 3.5 para notar una disminución en su índice de 80 a un 50%.

Suponiendo que el Índice de CBR después de 23 años es el triturado y quisiéramos encontrar el índice con el que inicialmente fue construida, considerando por supuesto que la base fue mezclada con material degradable, y basándose en el pequeño rango de estimación, podemos encontrar, en una primera aproximación, que el Índice de CBR original es inferior al 84%, dato bastante próximo al supuesto utilizado en el año 1990.

La disminución en la capacidad de soporte producto de la degradación del material, es aproximadamente un 37%. Este porcentaje es levemente superior al equivalente a una pasada en la máquina de trituración.

6.3.1.1.2 Camino La Pólvara

La base extraída del Camino La Pólvara, arrojó un Índice de CBR de 56% después de 5 años (Tabla 3.3) y si nuevamente suponemos que éste corresponde al Índice CBR de una mezcla triturada, se muestra que su Índice de CBR inicial, (el de mezcla con material degradable) se encuentra en un porcentaje inferior al 84%.

El Informe Final de Asesoría y Autocontrol, expuso valores de capacidad de soporte con una media de 92 Y 100% respectivamente, sin embargo, según los mismos informes, el rango de resultados para este índice se encuentra desde un 80% a un 156%.

Si acercamos la relación propuesta a los datos ya obtenidos, una pasada por la máquina de trituración representa una disminución aproximada de un 30% en la capacidad de soporte, por ende si los materiales de base disminuyeron de un 96% a un 56%, esto se escapa del rango pronosticado, entregando una disminución en el Índice de un 42%, muy superior a lo que equivale una pasada por la máquina de trituración.

6.3.2 Evaluación de la permeabilidad

La obtención del Coeficiente de Permeabilidad de las combinaciones hechas con material triturado, igual que en las determinaciones anteriores, se llevó a cabo según la ecuación 4.11 y su corrección por temperatura se efectuó por medio de la ecuación 4.9, de donde se obtiene el parámetro k_{20} , según los valores de corrección entregados por la Tabla 6.7.

Los coeficientes entregados mediante el ensayo de Permeabilidad fueron realizados en el Laboratorio de Mecánica de Suelos de la Universidad de Valparaíso, bajo condiciones descritas en el Capítulo V en un permeámetro de carga constante.

Tabla 6.13: Coeficientes de Permeabilidad
Adiciones Inicialmente Aceptadas mezcladas con Material Triturado (elaboración propia)

MATERIAL	Q (cm ³)	TIEMPO (seg)	L (cm)	h (cm)	A (cm ²)	k (cm/seg)	PROMEDIO k (cm/seg)	MATERIAL TRITURADO	COMPARACIÓN MATERIAL DEGRADABLE (TABLA 6.5)
								k ₂₀ (cm/seg)	
85% BASE TRICAM + 15% MEZCLA TRITURADA	185	120	11,6	55	78,54	0,00413996	0,00346	3,77E-03	4,58E-03
	450	480	11,6	55	78,54	0,00251754			
	995	720	11,6	55	78,54	0,00371104			
90% BASE TRICAM + 10% MEZCLA TRITURADA	190	120	11,6	55	78,54	0,00425185	0,00358	3,90E-03	4,70E-03
	466	480	11,6	55	78,54	0,00260705			
	1037	720	11,6	55	78,54	0,00386769			
95% BASE TRICAM + 5% MEZCLA TRITURADA	197	120	11,6	55	78,54	0,0044085	0,00371	4,05E-03	4,99E-03
	483	480	11,6	55	78,54	0,00270216			
	1080	720	11,6	55	78,54	0,00402807			

Los valores que muestra la Tabla 6.13 con rojo son levemente inferiores a los de las adiciones de material degradable. Sin embargo, los coeficientes actuales reflejan una cantidad de finos inferiores a los 0,08 mm que se encuentran en un rango del 5 al 7% (ANEXO A). Es este pequeño aumento de partículas mas finas provoca una disminución promedio de un 8,50E-04 en los coeficientes.

Cabe señalar, que este parámetro, en comparación a los expuestos en la Tabla 6.8, tampoco presenta variaciones significativas entre las distintas adiciones involucradas.

Asimismo, el tiempo que demora la última gota de precipitación en evacuar la estructura, de la misma manera explicada anteriormente por medio de la Figura 6.3, el tiempo que ésta tardaría, para los coeficientes de permeabilidad obtenidos, sería de casi 25 horas. Aunque, según la Tabla 4.2, sería un drenaje calificado como bueno.

Las combinaciones que incluían material degradable, si bien también eran calificadas con un buen drenaje de la base granular, demoraban en evacuar la última gota de precipitación en 19 horas.

Este tiempo, que es 6 horas menor, demuestra que al aumentar casi un 1% la cantidad de material fino menor a los 0,08 mm ya se encuentra afectada la permeabilidad de la base.

CAPÍTULO VII - OBSERVACIONES Y RECOMENDACIONES

Cuando se analizan datos, el interés del analista suele centrarse en dos grandes objetivos: comparar grupos y estudiar relaciones. Pero cuando se tiene una cantidad de datos reducida, la estimación no suele ser representativa en su totalidad. Sin embargo, las relaciones experimentales obtenidas en el presente Trabajo sí son capaces de reflejar una tendencia clara respecto al estudio de las distintas variables involucradas, logrando un análisis, que si bien se encuentra acotado, puede ser suficiente para concluir adecuadamente la representación del comportamiento en los materiales mediante los distintos parámetros utilizados para su calificación: Índice de CBR, Índice de Trituración Total y Permeabilidad.

La utilización de bases granulares en obras existentes que forman parte de pavimentos flexibles y que a lo largo del tiempo se degradaron, cumplieron el objetivo de avales a la interpretación experimental del comportamiento, ya sea estimado o simulado, por medio de las distintas adiciones de material degradable que se emplearon en el presente Trabajo.

Bajo este rol, es factible señalar que la relación entre un alto porcentaje de material degradable estimado en ellas y el bajo Índice de CBR que presentan después de 23 o 5 años, según sea el caso, se puede explicar por medio de varias razones:

Es posible que el material degradable, originalmente, no haya sido clasificado como tal, quedando registrado simplemente como una arena gruesa. Esto es muy probable, ya que según la clasificación USCS, el maicillo tiene una simbología SM-SC, que corresponde a una arena limosa (definida en el Capítulo V). Y como a éstos materiales, que son adicionados a las bases, no se les exige el ensayo de Trituración y además, considerando que son menores de 5 mm en su mayoría, tampoco son considerados como parte del material requerido para el Desgaste de los Ángeles. Su adición, por lo tanto, mirado desde el punto de vista de los análisis que se realizan a los áridos gruesos, puede resultar casi imperceptible.

Otra razón que explicaría el aumento de material degradable después de varios años recae en que esta arena, (que en el fondo es maicillo) inicialmente se aprecia como un material firme, con piedras de color anaranjado o blanco similares a las pequeñas piedras de las playas (ver Figura 5.1). Pero a consecuencia del tiempo y el desgaste, esas pequeñas piedras se transforman en un material cada vez más fino. Esto ocurre, porque ese material es maicillo que inicialmente no estaba 100% meteorizado, pero que se degradó y en consecuencia, se crearon finos adicionales.

Por otro lado, es preciso señalar que los valores de CBR obtenidos en el material degradable son muy amplios, encontrando valores de este índice desde un 10% a un 60%, según los registros entregados por el LRV. Por ende, el utilizado originalmente en las bases existentes pudo haber sido un maicillo de un CBR más alto al utilizado en este Trabajo y en consecuencia, también pudo haber sido mezclado con un porcentaje de material degradable mayor al que hoy es estimado.

Respecto al ensayo de Trituración, se hace hincapié en que los valores porcentuales entregados por este ensayo, si bien manifiestan una relación no lineal acorde a la disminución en la capacidad de soporte, el ascenso del IT_T no siempre ocurre bajo un mismo patrón, sin embargo, bajo adiciones muy por sobre las ocupadas en la interpretación, donde la curva experimental que caracteriza la estimación, no será interpretativamente válida, esta condición provocará una disminución en el crecimiento porcentual del IT_T , aún cuando el CBR continúe disminuyendo.

Las adiciones de material degradable inicialmente aceptadas (15, 10 y 5%), según los requisitos del MC Vol.5, arrojan en promedio una tendencia en que el aumento en un 0,1% del IT_T equivale a una disminución aproximada de un 13,5% en la capacidad de soporte. Sin embargo, conforme asciende la adición de material degradable (20 y 30%), y los valores del Índice de CBR continúan su tendencia a la disminución, el IT_T por su parte, no continúa su ascenso bajo la misma frecuencia, ya que esa misma disminución aproximada de un 13,5% equivale a un aumento en 0,03% del IT_T . Esto explica que mientras aumente el material degradable, el IT_T equivaldrá cada vez a Índices de CBR mayores a los reales.

Sin embargo, la variación en el IT_T es muy minoritaria, prácticamente un ascenso en 0,1% de este valor equivale a una gran disminución en la capacidad de soporte del material. Por ello, la Tabla 6.4 refleja esta relación enfocándose en los áridos más finos, donde la contribución por cada grado (10, 5, 2.5 y 1.25) es la responsable en obtener ese pequeño ascenso, debido a que el aporte de los áridos gruesos en sus grados 40 y 20, prácticamente permanece constante.

Cabe señalar, que esta variación en la frecuencia del aumento del IT_T conforme continúa el descenso del Índice de CBR, también se denota en los materiales de las bases existentes de Lo Orozco y del Camino La Pólvara. Esta última presenta un IT_T de 8,1%, con una capacidad de soporte de 56%. La base existente de Lo Orozco, por su parte tiene un IT_T de 8,2% y una capacidad de soporte de 50%.

Mirado desde el punto de vista del Índice de CBR, el obtenido en la base existente Lo Orozco, en comparación al arrojado con la mezcla de 30% de material degradable (máxima adición usada en la simulación), presenta un valor claramente inferior. Sin embargo, en la realidad el IT_T obtenido se asocia a un CBR cercano al 58%, valor superior al medido de 50%, por ende, el Índice de Trituración Total de esa base tiende a ser más bajo de el que se esperaba, asociado a un pronosticado CBR mayor al real.

Asimismo, el camino La Pólvara, comparando con la misma adición de 30% de maicillo, entrega una reducción en su Índice de CBR inicial de 13%, lo cual para un IT_T de 8,1%, bajo la misma frecuencia utilizada anteriormente, debería reflejar una capacidad de soporte de un 61%, levemente superior al obtenido

Respecto al parámetro de permeabilidad, si bien conforme aumenta la adición de material degradable, el coeficiente que caracteriza este parámetro tiende a la disminución, hay que señalar que el rango de adición de maicillo es acotado, debido a que las permeabilidades entregadas corresponden sólo a las adiciones que cumplieron los requerimientos mínimos del MC Vol.5. Es probable, por su granulometría, que la adición de 30% de material degradable arrojara valores en su coeficiente de permeabilidad notoriamente inferiores a los que tienen las adiciones menores utilizadas, sin embargo, la evaluación no tendría una validez restrictiva, ya que esa mezcla inicialmente ya no cumplía los requisitos exigidos en una primera instancia.

Mediante los análisis a las bases existentes, si se pudo constatar que la presencia en exceso de material fino inferior a los 0,08 mm (que pase la malla n°200), ligeramente por sobre el 12% (caso Lo Orozco), sí fue capaz de clasificarlo como un material con un mal drenaje. Sin embargo, la base existente del Camino La Pólvara, con un 6% de este material, encaja aún con una calidad de drenaje buena.

Tomando esto en cuenta, es preciso mencionar que ambas bases se ajustaron a la banda granulométrica TM-50c en el porcentaje que pasa la malla n°200, donde el rango de esta banda es demasiado amplio, aceptando estos materiales finos hasta en un 15%, lo que se contradice con un drenaje adecuado.

Cuando una base granular que debe cumplir funciones tan relevantes para el correcto desarrollo de la estructura, entendiéndolo desde un punto de vista integral, más que el de una capa aislada que funcione por sí sola, es luctuoso que no se tomen en cuenta algunas consideraciones de

diseño de drenaje de la AASHTO, que incluso también se encuentran mencionadas en el MC, pero el poco interés por elaborar un diseño óptimo, prevaleciendo por sobre éste la economía, deja a su paso no sólo la molestia de los usuarios que ven día a día el mal estado de los pavimentos, sino también la inseguridad ante un sistema que inicialmente cumple con todas las expectativas, pero que, lamentablemente en el corto plazo, ya evidencia un debilitamiento en su estructura.

El caso del camino Lo Orozco, que estaba diseñado hace 23 años para 1 millón de Ejes Equivalentes, hoy en día el último diseño debe considerar al menos 9 millones de EE. Un valor mucho más elevado, porque actualmente se evidencia que tanto el tránsito existente y el que va a haber en ese camino una vez que esté terminado, va a ser cercano a ese orden.

En consecuencia, si 1 millón de Ejes Equivalentes fue el diseño considerado hace 23 años, la realidad muestra que el tránsito actual de Lo Orozco, antes que fuera intervenido, se supone cercano a los 9 millones de EE, por esta razón, esa es la nueva consideración en el diseño.

Entonces para 9 millones de EE pasando durante 23 años hay una pérdida en el Índice de CBR que fue de 80 al 50%. Esa disminución de 37% respecto al valor original fue lo que se perdió con 9 millones de ejes equivalentes, ya que la consideración de diseño actual también puede ser una aproximación de las solicitaciones en las que pudo haber estado expuesto el camino a lo largo de tantos años.

Si en esta ruta ocurre esa disminución en la capacidad de soporte, en esa cantidad de años, ¿Podría ocurrir lo mismo en el Camino La Pólvara, después de 5 años, considerando 18 años menos, (con respecto a Lo Orozco) de edad en la estructura?

La respuesta es simple: si observamos los datos ensayados a la base inalterada del Camino La Pólvara, encontramos una disminución en la capacidad de soporte de un 42%, lo cual puede parecer no concordante ante un debilitamiento en tan pocos años, sin embargo, esto demuestra lo anteriormente dicho, en que el deterioro y la degradación del material no sólo tiene que ver con el tiempo, sino que principalmente con las solicitaciones, es decir, con los Ejes Equivalentes.

Esto explica que si un camino determinado, con una adición en su base, por ejemplo, de un 15% de material degradable, donde transitan vehículos pesados una que otra vez en el año y en consecuencia, se aplica un diseño para un bajo tránsito vehicular y además, se considera que muy pocas veces en el año estará expuesto a una lluvia, inclusive si sus materiales tienen una permeabilidad deficiente. Si hace una calicata 20 años después, es probable obtener el mismo Índice de CBR o uno bastante similar al que se construyó originalmente su base granular, y el porcentaje de material degradable que se adicionó originalmente, podría también continuar siendo el mismo, porque en la realidad ocurre, que no hubo un daño estructural.

El material degradable en presencia de agua produce una especie de amasado, una molienda del grano. Y si se tiene un camino expuesto a un tránsito pesado, bajo el mismo 15% de adición de material degradable, es probable alcanzar en su vida útil, por ejemplo, como es el caso del Camino La Pólvara, 120 millones de Ejes Equivalentes. Es aquí, donde existe un deterioro importante, que va de la mano de una pérdida en la capacidad de soporte, entonces, esta vez, sí se está relacionando la disminución del Índice de CBR en los materiales degradables asociándolo al tránsito más que al tiempo.

El Camino La Pólvara, como se dijo en el párrafo anterior, fue diseñado originalmente para 120 millones de Ejes Equivalentes, los cuales se alcanzaron en un tiempo de 5 años. Luego de ese período, el índice de CBR original, tal como se dijo anteriormente, disminuyó en un 42%. Denotando claramente una participación relevante de las solicitaciones, aún por sobre la cantidad de años en los que el material se degradó.

CAPÍTULO VIII – CONCLUSIONES

Por medio del Índice de CBR se calificaron cinco mezclas de base granular TRICAM con distintos porcentajes de material degradable, donde queda de manifiesto que con una **adición de 18% de material degradable**, obtenido mediante la ecuación experimental 6.1, la mezcla adquiere la condición mínima, y es así, como valores de adición superiores a éste, son rechazados según las exigencias del MC Vol.5, donde el incumplimiento es básicamente en la capacidad de soporte.

La Ruta F-50 presenta un Índice de CBR de 50%, lo que indicaría al día de hoy que esa base granular posiblemente fue construida con más de un 30% de material degradable, lo que escapa totalmente de los parámetros establecidos por el MC, al corresponder a una mezcla que equivale a una capacidad de soporte inferior al 80%. Por ello, lo más probable es que originalmente esa base se haya construido en los rangos normales para ser aceptada, lo cual de acuerdo a la ecuación experimental 6.1 suponiendo un 80% de CBR, equivaldría a una adición cercana al 18% de material degradable, siendo muy probablemente, que esa cantidad sea la que realmente se adicionó al momento de construirla. Sin embargo, ese 18% de material degradable hoy en día resulta ser mucho más nocivo, porque el material se pulveriza, ablanda y transforma en uno aún más fino, lo que provoca la disminución del Índice de CBR. **Con esto se puede indicar que un 18% de este material degradable en su estado sano es equivalente a más de un 30% del mismo material, pero esta vez en una condición meteorizada, presentando un estado casi de limo.**

La evaluación realizada mediante el ensayo de Trituración se centró en encontrar una relación entre este índice y la pérdida en la capacidad de soporte de los materiales. La tendencia fue clara: mientras aumenta el IT_T , los valores del Índice de CBR tienden a disminuir notoriamente, concluyendo que un valor límite puede sugerirse en un **7,4% de IT_T** para bases con adiciones máximas de un 15% de material degradable, porcentaje que fue obtenido en los ensayos.

En otras palabras, para un material de base granular con una cierta adición de material degradable, tal que, cumpla con los requerimientos mínimos para su aceptación, según el MC Vol.5, se acepta como máximo un 7,4% de este material que pierda su granulometría, es decir, cuando se realiza una pasada por la máquina de trituración, se obtiene un valor que refleja porcentualmente la cantidad de material que se escapa de los valores originales de su graduación, donde la propensión es a obtener mayor cantidad de finos adicionales.

Por otro lado, si nos enfocamos en estos materiales menores a 10 mm, el límite sugerido para el Índice de Trituración de los materiales Finos, sería aproximadamente sólo **2,5%**, porcentaje muy por debajo a los 7,4% que se obtienen incorporando la totalidad de los grados.

Cabe señalar, que al analizar la base TRICAM limpia, es decir, sin adición de material degradable, mezclada con el mismo material de base limpia pero esta vez triturado, en una adición de un 5% (Anexo A), para posteriormente realizar una comparación entre el Índice de CBR original (135%) y el triturado (105%), considerando una pasada por la máquina de trituración, provocó que aquella variación que experimenta la base por sí sola es equivalente a una disminución del orden de un 22% en su capacidad de soporte. Donde este 22% es bastante inferior al 37% o al 42% obtenido en los casos de la Ruta F-50 y el Camino La Pólvara, respectivamente. En consecuencia, queda en evidencia el debilitamiento que produce en la estructura de un pavimento flexible la adición de material degradable a sus bases granulares limpias, provocando una reducción en la capacidad de soporte en el tiempo, mucho más significativa que si originalmente no se hubiese mezclado con ese material.

Sin embargo, al pretender pronosticar la desintegración física de un material, una vez transcurrido un número considerable de años de vida útil, como es el caso de las bases existentes, ocurre que la desintegración ya es tan elevada que aunque continúan pasando los años las partículas ya no pueden seguir descomponiéndose a la misma frecuencia. En otras palabras, la base se encuentra en tan elevada desintegración y sus partículas preponderantes son tan finas que el ensayo de CBR detecta este debilitamiento, pero el ensayo de Trituración de los finos por impacto ya no puede triturarlas más, o al menos no como ocurre con los áridos de TRICAM que son ensayados inmediatamente al ser proporcionados por la planta de áridos. En consecuencia, se tiende a obtener un Índice de Trituración más bajo, el cual se asocia a un Índice de CBR mayor al real.

Paralelamente, en el caso de los coeficientes de permeabilidad, que si bien son muy vulnerables ante la presencia de materiales finos, la variación que existe entre ellos, en relación a las distintas adiciones comparadas con la base limpia, no es sustanciosa. Entre la base TRICAM y la adición aceptada más desfavorable con 15% de material degradable hay una diferencia en los parámetros k_{20} de aproximadamente 0,0142 cm/seg lo cual no demuestra una cuantiosa pérdida de esta propiedad, aunque si bien existe, no es considerada un factor determinante para incluirlo como un cierto parámetro límite que apoye a las otras restricciones del uso de material degradable.

Por lo tanto, no parece razonable establecer un límite en el parámetro de permeabilidad asociado a la pérdida de capacidad de soporte del material.

Finalmente, la relación entre las mezclas con material degradable y las con adiciones de mezclas trituradas se entiende ante la variación en la capacidad de soporte que padecen las bases mezcladas con maicillo y que inicialmente cumplen con los requerimientos mínimos para su aceptación, pero que posteriormente, producto de la descomposición del material, su capacidad de soporte se ve notoriamente disminuida, a valores que ya no serían aceptados por el MC.

El efecto de degradación en el tiempo manifestada mediante las disminuciones en las capacidades de soporte de las mezclas, indican una tendencia a reducir en aproximadamente un 30% los Índices de CBR inicialmente aceptados. En otras palabras, **una pasada por la máquina de trituración que refleja esta degradación corresponde a una disminución en la capacidad de soporte cercana a un 30%**. Enmarcando como límite aquellas adiciones de un 5% de material triturado, que deja entrever una mezcla que inicialmente tiene una capacidad de soporte igual a 115%, después de una pasada por la máquina de trituración reduciría su CBR inicial a 81%, quedando prácticamente en el límite para ser aceptada por los requerimientos del MC.

Sin embargo, la real relación del daño calificado a través del Índice de CBR está relacionada con el tránsito más que con los años de vida útil, en otras palabras, se relaciona con las solicitaciones, por lo tanto, con los Ejes Equivalentes (EE).

Pero, aún cuando se observe una relación directa entre la pérdida de la capacidad de soporte por degradación y la sollicitación del camino bajo el parámetro de Ejes Equivalentes, no es posible establecer una dependencia específica y acotada para esta relación. Sería necesario evaluar un número mayor de condiciones de tránsito (EE) y adiciones reales de material degradable para establecer una correlación aproximada.

Por último, se sostiene que es evidente la pérdida en la capacidad de soporte de los distintos materiales y adiciones, producto de la desintegración física de los áridos, la meteorización del granito (de donde nace el maicillo) o la pulverización de los materiales mas finos después de muchos años, que también se relacionan con las pasadas por la máquina de Trituración para asimilar el efecto que se produce en la vida real, acotando los Índices de CBR originales para entregar una aproximación en el valor de la capacidad de soporte de una base granular mezclada con maicillo, después de que el material degradable que la compone se meteorice. Entregando una aproximación en el tiempo de un comportamiento futuro calificado mediante parámetros constructivos como el CBR y Trituración, **concluyendo finalmente que una adición de 5% de**

material degradable, sería la máxima recomendada a utilizar en la Región de Valparaíso, ya que una base granular con un CBR igual o superior a 135%, mezclada bajo esa proporción, después de experimentar el deterioro o debilitamiento de la estructura simulado por ensayo de Trituración, donde la disminución de su CBR original es de un 30%, aún sometida a estas condiciones de degradación, esa base continuaría siendo aceptada.

REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- 1) Manual de Carreteras 2012. Vol. III, V y VIII.
- 2) DOUGLAS, D., CORTES, J., SANTAMARÍA, C. y JUGO, A. (2012) Pavimentos flexibles con rigidez invertida: caracterización experimental y modelación
- 3) CATRIEL, G. (2010) Caracterización de Agregados Para Mezclas en Frío. Becarios-Tesistas de Investigación. Universidad Tecnológica Nacional.
- 4) ALARCÓN, J., CHÁVEZ, J., CHAVEZ, C. y CORTÉS, L. (2007) Estudio de la afinidad de un agregado basáltico triturado utilizando asfaltos convencionales y aditivos promotores de adherencia. Infraestructura Vial. Vol. 10 nº 18, p.p. 39 – 43.
- 5) ANGELONE, S., CAUHAPE, M. y GARIBAY, M. (2006) Permeabilidad de Suelos. Facultad de Ciencias Exactas, Ingeniería y Agrimensura. Universidad Nacional de Rosario. Capítulos II, III, IV y V.
- 6) DORRONSORO, C. Introducción a la Edafología .Departamento de Edafología y Química Agrícola. Universidad de Granada. España. Tema 2, 3 y 4.
<http://edafologia.ugr.es/introeda/tema00/progr.htm>
- 7) Manual del Curso de Laboratorista Vial. Laboratorio Nacional de Vialidad. Volumen III. Capítulo IV.
- 8) OSORIO, S. (2010) El agua en el Suelo. Geotechnical Lecture Notes with Emphasis on Hillsides And Slope Stability.
- 9) BENITEZ, A (1972) Captación de aguas subterráneas. Editorial DOSSAT, S.A. Madrid, España.
- 10) PEÑARRETA, R (2012) Determinación de los patrones de flujo multifásico en tuberías horizontales y selección óptima de tuberías de producción para el Campo Libertador. Informe Final. Tesis presentada para optar al Título de Ingeniero de Petróleos. Facultad de Ingeniería en Geología, Minas, Petróleos y Ambiental. Universidad Central del Ecuador. Capítulo 2. p.p. 44 – 45.
- 11) El agua en el terreno. Grupo Geotecnia. Capítulo 2. Universidad de Cantabria
- 12) DAS, B (1998). Principles of Geotechnical Engineering, 4a ed. Boston: PWS Engineering.
- 13) TERZAGHI, K and PECK, R (1976). Mecánica de Suelos en la Ingeniería Práctica. 2a ed. Barcelona: El Ateneo.
- 14) WHITLOW, R (1994). Fundamentos de Mecánica de Suelos. 2a ed. México: CECSA

- 15) DONOSO, C. (1992) Ecología Forestal: El bosque y su medioambiente. Universidad Austral de Chile, Editorial Universitaria, Santiago. Capítulo 6 p.p. 196 - 197
- 16) ACUÑA, A. (2012) Macroporos en el Suelo. Global Césped.
- 17) Porosidad y Permeabilidad del Suelo. Excelencia en el Desarrollo Educativo Schlumberger (SEED).
http://www.planetseed.com/es/posted_faq/49329
- 18) CASTAÑO, F., HERRERA, J., GÓMEZ, J y REYES, F., (2009) Análisis cualitativo del flujo de agua de infiltración para el control del drenaje de una estructura de pavimento flexible en la ciudad de Bogotá D.C. Infraestructura Vial, Vol. 11, n°22, p.p. 20-25.
- 19) FILGUEIRA, R (2006). Estimación de propiedades hidráulicas por mediciones a campo y el uso de modelos de flujo estacionario y transitorio. Revista de la asociación argentina de la ciencia del suelo. Vol. 14, n°1
- 20) SÁNCHEZ, J (2013). Ley de Darcy. Conductividad Hidráulica. Departamento de Geología. Universidad de Salamanca. España.
- 21) ESPINOZA, C (2004). Hidráulica de Aguas Subterráneas y su Aprovechamiento. Ley de Darcy. Universidad de Chile.
- 22) FLORES, R (2013). Flujo de agua a través de suelos. Revista Digital TLÁLOC AMH. 4ª edición corregida y aumentada. p.p. 16 - 25.
- 23) FREEZE, A and CHERRY, J (1979). Groundwater. 71p.
- 24) CHAKRABORTY, D; CHAKRABORTY, A; SANTRA, P; TOMAR, R; GARG, R; SAHOO, R; GHOSAL, C; BHAVANARAYANA, M and KALRA, M (2006). Prediction of Hydraulic Conductivity of Soils from Particle–Size Distribution. 1 Division of Agricultural Physics. En: Indian Agricultural Research Current Science, Vol. 90, No. 11, 10. Research Communications.
- 25) ROJAS, E and ROJAS, F (2006). Probabilistic Model for the Soil–Water Characteristic Curve. Proceeding of IV International Congress of Unsaturated Soils in Arizona.
- 26) Federal Aviation Administration, Advisory Circular AC 15/5320-5C Change 1. September 2008.
- 27) KLUTE, A and DIRKSEN, C (1986). Hydraulic conductivity and diffusivity: laboratory methods. *In*: Methods of soil analysis, Part 1, Physical and mineralogical methods, 2nd edition. Ed. Klute A. SSSA Publication N° 9. Soil Science Society of America, Madison, WI, USA. pp.687-733.
- 28) GALLEGOS, G; LEAL, J and ROJAS, E (2011) Conductividad hidráulica de una arena limosa obtenida a partir de la curva característica. Revista Ingeniería, Investigación y Tecnología. Vol. 12, n°3.

- 29) Manual Centroamericano para Diseño de Pavimentos. Publicación Noviembre, 2002. Cap. 6.
- 30) Manual de Drenaje para Carreteras. Instituto Nacional de Vías. Ministerio de Transporte. República de Colombia, Diciembre, 2009. Cap. 5.
- 31) ERES CONSULTANTS INC., "Techniques for pavement rehabilitation. Participant's notebook", Champaign, Illinois, October 1987.
- 32) PEREZ, N; GARNICA, P; NUTE, H and GUDIÑO,H (2012). Evaluación del módulo de resiliencia, en trayectorias de humedecimiento y secado. Instituto Mexicano del Transporte. Publicación técnica n° 355. p 11.
- 33) SHERARD, J; WOODWARD, R; GIZIENSKI, S and CLEVINGER, B. (1963) "Earth and earth-rock dams", John Wiley and Sons, Inc., New York.
- 34) DARTER, M (1991) Evaluación de la guía AASHTO 1986 para el diseño de pavimentos. Revista Ingeniería de Construcción. N°11.
- 35) AASHTO "Guide for design of pavement structures", Washington D.C., 1993.
- 36) FORSYTH, R; WELLS, G and WOODSTROM, J. (1987) Economic impact of pavement subsurface drainage. Transportation Research Record 1121, Transportation Research Board, Washington D.C.
- 37) CEDERGREN, H. (1988) "Why all important pavements should be well drained". Transportation Research Record 1188, Transportation Research Board, Washington D.C.
- 38) HOLMBERG, A; ORELLANA, R; PRIETO, J; MUÑOZ, G; FUENTES, J; ESTAFORELLI, G and LONGUEIRA, D. (2008) Pavimentación en Chile: Un área en permanente avance. EMB Construcción. Edición Octubre.
- 39) VALLVERDU, A. (2010) Pavimentos en Infraestructura Vial: avances y desafíos. EMB Construcción. Especial Pavimentos. Edición Septiembre.
- 40) Balance de Gestión Integral año 2012. Ministerio de Obras Públicas. Dirección de Vialidad. p.p. 7-9.
- 41) MARTÍNEZ, R; TUYA, L; MARÍNEZ, M; PÉREZ, A and CÁNOVAS, A. (2009) El coeficiente de correlación de los rangos de Spearman, caracterización. Revista Habanera de Ciencias Médicas. Vol. 8, n°2.

ANEXOS

ANEXO A

Análisis Completo de Materiales utilizados en el Trabajo, en base a Requerimientos Mínimos Manual de Carreteras 2012

1. Base granular TRICAM

ENSAYOS SEGÚN MC VOL. 8	TAMIZ		MATERIAL BASE TRICAM	PARAMETROS EXIGIDOS MC VOL. 5	
	PULGADA S	mm		BANDA GRANULOMETRICA TM- 50c	
GRANULOMETRÍA (% QUE PASA)	2"	50	100	100	100
	1"	25	94	70	100
	3/4"	20	80	60	90
	3/8"	10	59	40	75
	N°4	5	39	30	60
	N°10	2	26	15	45
	N°40	0,5	10	10	30
	N°200	0,08	4	0	15
CUBICIDAD DE PARTÍCULAS	Chancado (%)		71	≥ 50	
	Rodado (%)		29	-	
	Laja (%)		2	-	
PROCTOR MODIFICADO	DMCS (kg/m ³)		2.190	-	
	H. Óptima		7,0	-	
ÍNDICE CAPACIDAD DE SOPORTE AL 95% DE LA DMCS	CBR(%)		135	≥ 80 %	
ÍNDICE DE PLASTICIDAD	I.P		N.P	≤ 6	
LIBRE DE MATERIAL ORGÁNICA			SI	SI	
DESGASTE DE LOS ÁNGELES (%)			15,9	≤ 35 %	
EQUIVALENTE DE ARENA (%)			49	≥ 25 %	
SALES SOLUBLES (%)			0,09	≤ 4 %	

2. Base TRICAM + 5% Base TRICAM Triturada

ENSAYOS SEGÚN MC VOL. 8	TAMIZ		MATERIAL	PARAMETROS EXIGIDOS MC VOL. 5	
	PULGADAS	mm	BASE TRICAM + 5% TRITURADA	BANDA GRANULOMETRICA TM- 50c	
GRANULOMETRÍA (% QUE PASA)	2"	50	100	100	100
	1"	25	95	70	100
	3/4"	20	83	60	90
	3/8"	10	60	40	75
	N°4	5	42	30	60
	N°10	2	28	15	45
	N°40	0,5	14	10	30
	N°200	0,08	5	0	15
CUBICIDAD DE PARTÍCULAS	Chancado (%)		69	≥ 50	
	Rodado (%)		26	-	
	Laja (%)		5	-	
PROCTOR MODIFICADO	DMCS (kg/m ³)		2.180	-	
	H. Óptima		7,1	-	
ÍNDICE CAPACIDAD DE SOPORTE AL 95% DE LA DMCS	CBR(%)		105	≥ 80 %	
ÍNDICE DE PLASTICIDAD	I.P		N.P	≤ 6	
LIBRE DE MATERIAL ORGÁNICA			SI	SI	

3. Base Existente Ruta F-50, Camino Lo Orozco (Después de 23 años)

ENSAYOS SEGÚN MC VOL. 8	TAMIZ		MATERIAL	PARAMETROS EXIGIDOS MC VOL. 5	
	PULGADAS	mm	BASE EXISTENTE LO OROZCO	BANDA GRANULOMETRICA TM- 50c	
GRANULOMETRÍA (% QUE PASA)	2"	50	100	100	100
	1"	25	85	70	100
	3/4"	20	77	60	90
	3/8"	10	65	40	75
	N°4	5	57	30	60
	N°10	2	48	15	45
	N°40	0,5	25	10	30
	N°200	0,08	12	0	15
CUBICIDAD DE PARTÍCULAS	Chancado (%)		82	≥ 50	
	Rodado (%)		18	-	
	Laja (%)		0	-	
PROCTOR MODIFICADO	DMCS (kg/m ³)		2.230	-	
	H. Op		7,2	-	
ÍNDICE CAPACIDAD DE SOPORTE AL 95% DE LA DMCS	CBR(%)		50	≥ 80 %	
LÍMITE LÍQUIDO	L.L		21,2	≤ 25%	
LÍMITE PLÁSTICO	L.P		18,1	-	
ÍNDICE DE PLASTICIDAD	I.P		3	≤ 6	
LIBRE DE MATERIAL ORGÁNICA			SI	SI	
DESGASTE DE LOS ÁNGELES (%)			25	≤ 35 %	

* Los valores destacados con rojo son aquellos que no cumplen con los requisitos mínimos de aceptación para las bases granulares de pavimentos flexibles, según MC Vol. 5

4. Base Existente Camino La Pólvara (Después de 5 años)

ENSAYOS SEGÚN MC VOL. 8	TAMIZ		MATERIAL	PARAMETROS EXIGIDOS MC VOL. 5	
	PULGADAS	mm	BASE EXISTENTE LA PÓLVORA	BANDA GRANULOMETRICA TM- 50c	
GRANULOMETRÍA (% QUE PASA)	2"	50	100	100	100
	1"	25	77	70	100
	3/4"	20	62	60	90
	3/8"	10	54	40	75
	N°4	5	49	30	60
	N°10	2	40	15	45
	N°40	0,5	18	10	30
	N°200	0,08	6	0	15
CUBICIDAD DE PARTÍCULAS	Chancado (%)		77	≥ 50	
	Rodado (%)		22	-	
	Laja (%)		1	-	
PROCTOR MODIFICADO	DMCS (kg/m ³)		2.190	-	
	H. Óptima		9,3	-	
ÍNDICE CAPACIDAD DE SOPORTE AL 95% DE LA DMCS	CBR (%)		56	≥ 80 %	
ÍNDICE DE PLASTICIDAD	IP		NP	≤ 6	
LIBRE DE MATERIAL ORGÁNICA			SI	SI	
DESGASTE DE LOS ÁNGELES (%)			20	≤ 35 %	

* Los valores destacados con rojo son aquellos que no cumplen con los requisitos mínimos de aceptación para las bases granulares de pavimentos flexibles, según MC Vol. 5

5. Material Degradable

ENSAYOS SEGÚN MC VOL. 8	TAMIZ		MATERIAL DEGRADABLE	PARAMETROS EXIGIDOS MC VOL. 5	
	PULGADAS	mm		BANDA GRANULOMETRICA TM-50c	
GRANULOMETRÍA (% QUE PASA)	2"	50	-	100	100
	1"	25	-	70	100
	3/4"	20	100	60	90
	3/8"	10	98	40	75
	N°4	5	88	30	60
	N°10	2	63	15	45
	N°40	0,5	33	10	30
	N°200	0,08	13	0	15
CUBICIDAD DE PARTÍCULAS	Chancado (%)		-	≥ 50	
	Rodado (%)		-	-	
	Laja (%)		-	-	
PROCTOR MODIFICADO	DMCS (kg/m ³)		2.090	-	
	H. Óptima		10,5	-	
ÍNDICE CAPACIDAD DE SOPORTE AL 95% DE LA DMCS	CBR(%)		31	≥ 80 %	
ÍNDICE DE PLASTICIDAD	I.P		NP	≤ 6	
LIBRE DE MATERIAL ORGÁNICA			SI	SI	
DESGASTE DE LOS ÁNGELES (%)			-	≤ 35 %	

* Los valores destacados con rojo son aquellos que no cumplen con los requisitos mínimos de aceptación para las bases granulares de pavimentos flexibles, según MC Vol. 5

6. Mezclas de Base TRICAM con Material Degradable

ENSAYOS SEGÚN MC VOL. 8	TAMIZ		70% BASE TRICAM + 30% MATERIAL DEGRADABLE	80% BASE TRICAM + 20% MATERIAL DEGRADABLE	85% BASE TRICAM + 15% MATERIAL DEGRADABLE	90% BASE TRICAM + 10% MATERIAL DEGRADABLE	95% BASE TRICAM + 5% MATERIAL DEGRADABLE	PARAMETROS EXIGIDOS MC VOL. 5	
	PULGADA S	mm						BANDA GRANULOMETRICA TM-50c	
GRANULOMETRÍA (% QUE PASA)	2"	50	100	100	100	100	100	100	100
	1"	25	96	95	94	93	93	70	100
	3/4"	20	83	82	81	80	78	60	90
	3/8"	10	65	60	58	58	56	40	75
	Nº4	5	57	50	48	46	42	30	60
	Nº10	2	38	35	33	32	30	15	45
	Nº40	0,5	17	14	14	13	10	10	30
	Nº200	0,0 8	7	6	6	5	5	0	15
PROCTOR MODIFICADO	DMCS (kg/m ³)		2.150	2.160	2.170	2.180	2.180	-	
	H. Óptima		9,1	8,7	8,0	7,5	7,4	-	
ÍNDICE CAPACIDAD DE SOPORTE al 95% DE LA DMCS	CBR(%)		64	74	84	102	115	≥ 80 %	
ÍNDICE DE PLASTICIDAD	IP		NP	NP	NP	NP	NP	≤ 6	
LIBRE DE MATERIAL ORGÁNICA			SI	SI	SI	SI	SI	SI	

* Los valores destacados con rojo son aquellos que no cumplen con los requisitos mínimos de aceptación para las bases granulares de pavimentos flexibles, según MC Vol. 5

7. Mezclas de Base TRICAM con Material Triturado

ENSAYOS SEGÚN MC VOL. 8	TAMIZ		85% BASE TRICAM + 15% MATERIAL TRITURADO	90% BASE TRICAM + 10% MATERIAL TRITURADO	95% BASE TRICAM + 5% MATERIAL TRITURADO	PARAMETROS EXIGIDOS MC VOL. 5	
	PULGADAS	mm				BANDA GRANULOMETRICA TM- 50c	
GRANULOMETRÍA (% QUE PASA)	2"	50	100	100	100	100	100
	1"	25	94	93	93	70	100
	3/4"	20	80	80	78	60	90
	3/8"	10	56	58	57	40	75
	N°4	5	49	47	44	30	60
	N°10	2	33	31	31	15	45
	N°40	0,5	16	14	13	10	30
	N°200	0,08	7	6	5	0	15
PROCTOR MODIFICADO	DMCS (kg/m ³)		2.060	2.060	2.050	-	
	H. Óptima		8,0	7,5	7,4	-	
ÍNDICE CAPACIDAD DE SOPORTE al 95% DE LA DMCS	CBR(%)		65	71	81	≥ 80 %	
ÍNDICE DE PLASTICIDAD	IP		NP	NP	NP	≤ 6	
LIBRE DE MATERIAL ORGÁNICA			SI	SI	SI	SI	

* Los valores destacados con rojo son aquellos que no cumplen con los requisitos mínimos de aceptación para las bases granulares de pavimentos flexibles, según MC Vol. 5

ANEXO B

Cálculo para la Obtención del Índice de Trituración Total

Consideraciones Generales, válidas para todos los materiales expuestos en el Anexo B.

- A través de la Granulometría del material, ejecutada según MC Vol.8, se obtienen los porcentajes retenidos de cada grado exigido para el ensayo de Trituración.
- La Granulometría mostrada en las Tablas se lleva a cabo a través de una serie de tamices preferidos según la banda TM-50c, por lo cual, aquellos que son requeridos por el ensayo de Trituración que no se encuentren en ésta se deberán interpolar para determinar la cantidad exacta de material retenido.
- El cálculo de los porcentajes retenidos sacados directamente de la granulometría son el Grado 20 y 10. El resto de los Grados se determina por medio de una interpolación, según los cortes necesitados.
- El porcentaje de material retenido final para cada grado (n_i) mostrado en las tablas se encuentra aproximado al entero, sin embargo, en la contribución por grado, la ecuación incorpora la totalidad de decimales que la componen, para obtener un valor más preciso.
- El cálculo de los IT_P se desarrollan de acuerdo a lo indicado en el Capítulo V, basado en el MC Vol.8, tanto para los grados gruesos como los finos. Definidos por la ecuación 5.1 que indica una relación entre el peso inicial (A) y a los finos producidos después de la trituración (B).

$$IT_P(\%) = \frac{B}{A} * 100 \quad \text{(ecuación 5.1)}$$

- Finalmente el IT_T se consigue ponderando los IT_P para cada grado (grueso y fino) con los porcentajes de cada fracción retenida (n_i), según corresponda. La ecuación que expresa el cálculo del IT_T se muestra a continuación:

$$IT_T(\%) = \sum IT_P * \frac{n_i}{100} \quad \text{(ecuación 5.2)}$$

1. Bases Existentes

1.1. Base Existente Ruta F-50, Camino Lo Orozco.

- Granulometría Base Existente Ruta F-50

GRANULOMETRÍA	PULG.	mm	% PASA MATERIAL
	2"	50	100
	1"	25	85
	3/4"	20	77
	3/8"	10	65
	N°4	5	57
	N°10	2	48
	N°40	0,5	25
	N°200	0,08	12

- Porcentajes Retenidos por Grado (n_i)

METODO DE ENSAYO	GRADOS	CORTE (entre mm)	% PASA CORTE SUPERIOR	% PASA CORTE INFERIOR	% RETENIDO EN CADA GRADO (n_i)
COMPRESION	40	40 - 20	94	77	17
	20	20 - 10	77	65	12
IMPACTO	10	10 - 5	65	57	8
	5	5 - 2,5	57	49,5	8
	2,5	2,5 - 1,25	50	37	13
	1,25	1,25 - 0,63	37	27	10

- IT_P promedio para cada Grado

IT_P	GRADO	VALORES	PROMEDIO
	40	20,6	20,8
		21	
	20	17,1	17,1
		17,1	
	10	9,3	9,3
		9,2	
	5	8,9	8,9
		8,8	
	2,5	6,3	6,4
6,5			
1,25	4,4	4,5	
	4,5		

- Contribución por Grado e IT_T

CONTRIBUCION POR GRADO					
40	20	10	5	2,5	1,25
3,54	2,05	0,74	0,66	0,83	0,42

IT_T (%) =	8,2
--------------	------------

1.2. Base Existente Camino La Pólvara

- Granulometría Base Existente Camino La Pólvara

GRANULOMETRÍA	PULG.	mm	% PASA MATERIAL
	2"	50	100
	1"	25	77
	3/4"	20	62
	3/8"	10	54
	N°4	5	49
	N°10	2	40
	N°40	0,5	18
	N°200	0,08	6

- Porcentajes Retenidos por Grado (n_i)

METODO DE ENSAYO	GRADOS	CORTE (entre mm)	% PASA CORTE SUPERIOR	% PASA CORTE INFERIOR	% RETENIDO EN CADA GRADO (n_i)
COMPRESION	40	40 - 20	91	62	29
	20	20 - 10	62	54	8
IMPACTO	10	10 - 5	54	49	5
	5	5 - 2,5	49	41	8
	2,5	2,5 - 1,25	41	28	13
	1,25	1,25 - 0,63	28	19	9

- IT_P promedio para cada Grado

IT_P	GRADO	VALORES	PROMEDIO
	40	17,9	18,0
		18,1	
	20	13,7	13,8
		13,9	
	10	6,8	7,1
		7,4	
	5	5,3	5,2
		5,1	
	2,5	5,9	5,5
5,1			
1,25	4,1	4,0	
	3,8		

- Contribución por Grado e IT_T

CONTRIBUCION POR GRADO					
40	20	10	5	2,5	1,25
5,18	1,10	0,36	0,39	0,69	0,36

IT_T (%) =	8,1
--------------	-----

2. Base TRICAM

- Granulometría Base TRICAM

GRANULOMETRIA	PULG.	mm	% MATERIAL PASA
	2"	50	100
	1"	25	94
	3/4"	20	80
	3/8"	10	59
	N°4	5	39
	N°10	2	26
	N°40	0,5	10
	N°200	0,08	4

- Porcentajes Retenidos por Grado (n_i)

METODO DE ENSAYO	GRADOS	CORTE (entre mm)	% PASA CORTE SUPERIOR	% PASA CORTE INFERIOR	% RETENIDO EN CADA GRADO (n_i)
COMPRESION	40	40 - 20	97,6	80	18
	20	20 - 10	80	59	21
IMPACTO	10	10 - 5	59	39	20
	5	5 - 2,5	39	28	11
	2,5	2,5 - 1,25	28	18	10
	1,25	1,25 - 0,63	18	11	7

- IT_P promedio para cada Grado

IT_P	GRADO	VALORES	PROMEDIO
	40	14,9	15,1
		15,2	
	20	10,8	11,3
		11,7	
	10	4,9	5,0
		5,0	
	5	3,8	3,8
		3,7	
	2,5	4,2	4,1
		4,0	
	1,25	3,6	3,4
		3,2	

- Contribución por Grado e IT_T

CONTRIBUCION POR GRADO					
40	20	10	5	2,5	1,25
2,65	2,36	0,99	0,41	0,42	0,22

IT_T (%) =	7,0
--------------	-----

3. Material Degradable (Maicillo)

- Granulometría Material Degradable

GRANULOMETRÍA	PULG.	mm	% MATERIAL PASA
	2"	50	100
	1"	25	100
	3/4"	20	100
	3/8"	10	98
	N°4	5	88
	N°10	2	63
	N°40	0,5	33
	N°200	0,08	13

- Porcentajes Retenidos por Grado (n_i)

METODO DE ENSAYO	GRADOS	CORTE (entre mm)	% PASA CORTE SUPERIOR	% PASA CORTE INFERIOR	% RETENIDO EN CADA GRADO (n_i)
COMPRESION	40	40 - 20	-	-	-
	20	20 - 10	100	98	2
IMPACTO	10	10 - 5	98	88	10
	5	5 - 2,5	88	67	21
	2,5	2,5 - 1,25	67	48	19
	1,25	1,25 - 0,63	48	36	12

- IT_P promedio para cada Grado

	GRADO	VALORES	PROMEDIO
IT_P	10	18,7	18,8
		18,9	
	5	8,9	9,1
		9,2	
	2,5	7,9	7,9
		7,9	
1,25	3,9	3,9	
	3,8		

- Contribución por Grado e IT_T

CONTRIBUCION POR GRADO					
40	20	10	5	2,5	1,25
0,00	0,00	1,88	1,89	1,51	0,48

IT_T (%) =	5,8
--------------	-----

4. Mezclas con Material Degradable

4.1. Mezcla 70% Base TRICAM + 30% Material Degradable

- Granulometría Mezcla 70% Base TRICAM + 30% Material Degradable

GRANULOMETRÍA	PULG.	mm	% MATERIAL PASA
	2"	50	100
	1"	25	94
	3/4"	20	81
	3/8"	10	61
	N°4	5	54
	N°10	2	38
	N°40	0,5	13
	N°200	0,08	7

- Porcentajes Retenidos por Grado (ni)

METODO DE ENSAYO	GRADOS	CORTE (entre mm)	% PASA CORTE SUPERIOR	% PASA CORTE INFERIOR	% RETENIDO EN CADA GRADO (ni)
COMPRESION	40	40 - 20	98	81	17
	20	20 - 10	81	61	20
IMPACTO	10	10 - 5	61	54	7
	5	5 - 2,5	54	41	13
	2,5	2,5 - 1,25	41	26	15
	1,25	1,25 - 0,63	26	16	10

- IT_P promedio para cada Grado

IT_P	GRADO	VALORES	PROMEDIO
	40	15,6	15,7
		15,8	
	20	10,9	11,3
		11,7	
	10	8,2	8,9
		9,6	
	5	9,2	9,2
		9,2	
	2,5	5,3	5,5
		5,6	
	1,25	4,5	4,6
		4,6	

- Contribución por Grado e IT_T

CONTRIBUCION POR GRADO					
40	20	10	5	2,5	1,25
2,61	2,26	0,62	1,23	0,83	0,47

IT_T (%) =	8,0
--------------	------------

4.2. Mezcla 80% Base TRICAM + 20% Material Degradable

- Granulometría Mezcla 80% Base TRICAM + 20% Material Degradable

GRANULOMETRÍA	PULG.	mm	% MATERIAL PASA
	2"	50	100
	1"	25	95
	3/4"	20	82
	3/8"	10	58
	N°4	5	47
	N°10	2	32
	N°40	0,5	12
	N°200	0,08	6

- Porcentajes Retenidos por Grado (ni)

METODO DE ENSAYO	GRADOS	CORTE (entre mm)	% PASA CORTE SUPERIOR	% PASA CORTE INFERIOR	% RETENIDO EN CADA GRADO (n _i)
COMPRESION	40	40 - 20	98	82	16
	20	20 - 10	82	58	24
IMPACTO	10	10 - 5	58	47	11
	5	5 - 2,5	47	34	13
	2,5	2,5 - 1,25	34	21	13
	1,25	1,25 - 0,63	21	13	8

- IT_P promedio para cada Grado

IT _P	GRADO	VALORES	PROMEDIO
	40		14,9
15,8			
20		10,0	10,9
		11,7	
10		6,0	6,2
		6,4	
5		8,3	8,2
		8,1	
2,5		5,1	5,1
		5,0	
1,25		4,0	4,3
		4,5	

- Contribución por Grado e IT_T

CONTRIBUCION POR GRADO					
40	20	10	5	2,5	1,25
2,46	2,60	0,68	1,03	0,63	0,35

IT _T (%) =	7,7
-----------------------	-----

4.3. Mezcla 85% Base TRICAM + 15% Material Degradable

- Granulometría Mezcla 85% Base TRICAM + 15% Material Degradable

GRANULOMETRÍA	PULG.	mm	% MATERIAL PASA
	2"	50	100
	1"	25	94
	3/4"	20	81
	3/8"	10	58
	N°4	5	46
	N°10	2	32
	N°40	0,5	13
	N°200	0,08	6

- Porcentajes Retenidos por Grado (ni)

METODO DE ENSAYO	GRADOS	CORTE (entre mm)	% PASA CORTE SUPERIOR	% PASA CORTE INFERIOR	% RETENIDO EN CADA GRADO (ni)
COMPRESION	40	40 - 20	98	81	17
	20	20 - 10	81	58	23
IMPACTO	10	10 - 5	58	46	12
	5	5 - 2,5	46	34	12
	2,5	2,5 - 1,25	34	22	12
	1,25	1,25 - 0,63	22	14	8

- IT_P promedio para cada Grado

IT_P	GRADO	VALORES	PROMEDIO
	40	14,2	15,0
		15,8	
	20	9,7	10,7
		11,7	
	10	5,9	6,0
		6,1	
	5	8	8,0
		8	
	2,5	4,6	4,7
		4,8	
	1,25	3,6	3,6
		3,6	

- Contribución por Grado e IT_T

CONTRIBUCION POR GRADO					
40	20	10	5	2,5	1,25
2,49	2,46	0,72	0,93	0,56	0,28

IT_T (%) =	7,4
--------------	-----

4.4. Mezcla 90% Base TRICAM + 10% Material Degradable

- Granulometría Mezcla 90% Base TRICAM + 10% Material Degradable

GRANULOMETRÍA	PULG.	mm	% MATERIAL PASA
	2"	50	100
	1"	25	93
	3/4"	20	80
	3/8"	10	58
	N°4	5	46
	N°10	2	33
	N°40	0,5	13
	N°200	0,08	5

- Porcentajes Retenidos por Grado (ni)

METODO DE ENSAYO	GRADOS	CORTE (entre mm)	% PASA CORTE SUPERIOR	% PASA CORTE INFERIOR	% RETENIDO EN CADA GRADO (ni)
COMPRESION	40	40 - 20	97	80	17
	20	20 - 10	80	58	22
IMPACTO	10	10 - 5	58	46	12
	5	5 - 2,5	46	35	11
	2,5	2,5 - 1,25	35	23	12
	1,25	1,25 - 0,63	23	15	8

- IT_P promedio para cada Grado

	GRADO	VALORES	PROMEDIO
		40	
IT_P	20	9,7 11,7	10,7
	10	6,1 6,2	6,2
	5	6,6 6,4	6,5
	2,5	4,6 4,4	4,5
	1,25	4,1 3,9	4,0

- Contribución por Grado e IT_T

CONTRIBUCION POR GRADO					
40	20	10	5	2,5	1,25
2,58	2,35	0,74	0,70	0,55	0,33

IT_T (%) =	7,3
--------------	-----

4.5. Mezcla 95% Base TRICAM + 5% Material Degradable

- Granulometría Mezcla 95% Base TRICAM + 5% Material Degradable

GRANULOMETRÍA	PULG.	mm	% MATERIAL PASA
	2"	50	100
	1"	25	93
	3/4"	20	80
	3/8"	10	56
	N°4	5	42
	N°10	2	30
	N°40	0,5	11
	N°200	0,08	5

- Porcentajes Retenidos por Grado (ni)

METODO DE ENSAYO	GRADOS	CORTE (entre mm)	% PASA CORTE SUPERIOR	% PASA CORTE INFERIOR	% RETENIDO EN CADA GRADO (ni)
COMPRESION	40	40 - 20	97	80	17
	20	20 - 10	80	56	24
IMPACTO	10	10 - 5	56	42	14
	5	5 - 2,5	42	32	10
	2,5	2,5 - 1,25	32	20	12
	1,25	1,25 - 0,63	20	12	8

- IT_p promedio para cada Grado

IT _p	GRADO	VALORES	PROMEDIO
	40	14,2	14,8
		15,3	
	20	9,7	10,6
		11,5	
	10	5,6	5,7
		5,7	
	5	6,0	6,0
		5,9	
	2,5	4,3	4,3
		4,2	
	1,25	3,8	3,7
		3,5	

- **Contribución por Grado e IT_T**

CONTRIBUCION POR GRADO					
40	20	10	5	2,5	1,25
2,54	2,54	0,79	0,60	0,49	0,29

IT_T (%) =	7,2
--------------------------------	------------