

UNIVERSIDAD POLITÉCNICA SALESIANA
SEDE QUITO

CARRERA:
INGENIERÍA CIVIL

Trabajo de titulación previo a la obtención del título de:
INGENIERO CIVIL

TEMA:
DISEÑO A NIVEL DE CARPETA ASFÁLTICA Y PAVIMENTO RÍGIDO DE
LA VÍA MULAUTE – LA FLORIDA, TRAMO 3

AUTOR:
VICTOR ALFONSO CANDO PALAQUIBAY

TUTOR:
HUGO FLORENCIO TORRES MERINO

Quito, septiembre del 2016

CESIÓN DE DERECHOS DE AUTOR

Yo Victor Alfonso Cando Palaquibay, con documento de identificación N° 1720970563, manifiesto mi voluntad y cedo a la Universidad Politécnica Salesiana la titularidad sobre los derechos patrimoniales en virtud de que soy autor del trabajo de titulación intitulado: “Diseño a nivel de carpeta asfáltica y pavimento rígido de la vía Mulaute – La Florida, Tramo 3” , mismo que ha sido desarrollado para optar por el título de: Ingeniero Civil, en la Universidad Politécnica Salesiana, quedando la Universidad facultada para ejercer plenamente los derechos cedidos anteriormente.

En aplicación a lo determinado en la Ley de Propiedad Intelectual, en mi condición de autor me reservo los derechos morales de la obra antes citada. En concordancia, suscribo este documento en el momento que hago entrega del trabajo final en formato impreso y digital a la Biblioteca de la Universidad Politécnica Salesiana.



.....
Nombre: Victor Alfonso Cando Palaquibay

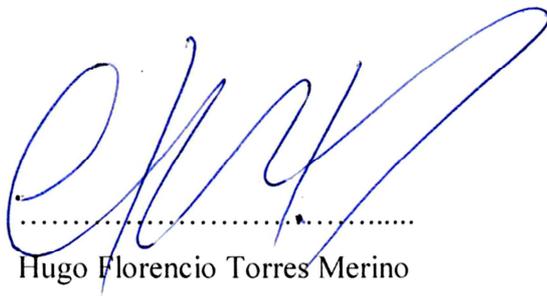
Cédula: 1720970563

Fecha: Quito, septiembre del 2016

DECLARATORIA DE COAUTORÍA DEL DOCENTE TUTOR

Yo declaro que bajo mi dirección y asesoría fue desarrollado el trabajo de titulación, Diseño a nivel de carpeta asfáltica y pavimento rígido de la vía Mulaute – La Florida, Tramo 3 realizado por Victor Alfonso Cando Palaquibay, obteniendo un producto que cumple con todos los requisitos estipulados por la Universidad Politécnica Salesiana, para ser considerados como trabajo final de titulación.

Quito, septiembre del 2016



Hugo Florencio Torres Merino

Cédula de identidad: 1714771977

DEDICATORIA

A Dios

Por bendecirme, darme la fuerza suficiente para llegar a este momento tan importante en mi formación profesional, por su bondad e infinito amor.

A mis padres Luisa y Alfonso

Por darme la vida, por haberme apoyado en todo momento, por sus consejos, por su apoyo incondicional, por ser el ejemplo de perseverancia, porque siempre han creído en mí, y ante todo, por su infinito amor, los amo.

A mi hermano Fernando

Por ser el ejemplo de hermano mayor, por estar siempre conmigo y apoyarme en todo momento.

A mi tía Carme

A quien considero como mi segunda madre, por sus consejos, por apoyarme y quererme tanto.

A mis sobrinos Nahomy y Jeshua

Quienes han sido y son una bendición.

A todos aquellos familiares y amigos

Por sus palabras de aliento y por compartir sus experiencias.

AGRADECIMIENTO

A la Universidad Politécnica Salesiana, por abrirme las puertas de su seno científico y darme la oportunidad de estudiar mi carrera; a todos y cada uno de los docentes quienes compartieron sus conocimientos en el trayecto de la carrera y en la realización de este proyecto.

Agradecimiento de manera especial a mi tutor de tesis el Ing. Hugo Torres, quien gracias a su conocimiento científico y paciencia supo guiarme durante todo el desarrollo de mi proyecto técnico.

A mis amigos y compañeros de clase, gracias por su tiempo y apoyo moral, ya que siempre han elevado mis ganas de seguir adelante en mi formación profesional.

Siglas o abreviaturas y definiciones

Siglas o Abreviaturas.

- AASHTO:** Asociación Americana de Autoridades de Vialidad y Transporte de los Estados. (American Association of State Highway and Transportation Officials).
- ASTM:** Sociedad Americana para Ensayo de Materiales (American Society for Testing and Materials).
- CBR:** Índice de California, Capacidad portante de California (California Bearing Rates). Medida de la resistencia de un suelo al esfuerzo cortante bajo condiciones de densidad y humedad cuidadosamente controladas. Se expresa en porcentaje (%) y se utiliza, auxiliándose con curvas empíricas, para el proyecto de Pavimentos flexibles.
- GAD:** Gobierno Autónomo Descentralizado
- IBCH:** Instituto Boliviano del Cemento y el Hormigón.
- ICPC:** Instituto Colombiano de Productores de Cemento.
- INEC:** Instituto Nacional de Estadísticas y Censos.
- INEN:** Instituto Ecuatoriano de Normalización.
- MC:** Asfaltos líquidos (Rebajados) de curado medio.
- MOP:** Ministerio de Obras Públicas y Comunicaciones.
- MOP-001-F-2002:** Especificaciones Generales para la Construcción de Caminos y Puentes, Edición 2002.
- MS:** Emulsión Asfáltica de curado medio.
- RC:** Asfaltos líquidos (Rebajados) de curado rápido.
- RS:** Emulsión Asfáltica de curado rápido.
- SC:** Asfaltos líquidos (Rebajados) de curado lento.
- SUCS:** Sistema Unificado de Clasificación de Suelos (Unified Soil Classification System (USCS)).
- SS:** Emulsión Asfáltica de curado lento.
- UPS:** Universidad Politécnica Salesiana

Definiciones.

Alcantarilla: Cualquier clase de estructura no clasificada como puente, destinada a proporcionar un cauce libre del agua, localizada debajo de una carretera.

Áridos o Agregados: Nombre genérico para distintos conjuntos de partículas minerales, de diferentes tamaños, que proceden de la fragmentación natural o artificial de las Rocas.

Asfalto: Betún sólido, semisólido o líquido, de color entre negro o pardo oscuro, encontrado en depósitos naturales u obtenido artificialmente como un residuo del petróleo.

Calidad de vida: Término que involucra al bienestar físico, mental, ambiental y social de acuerdo a la percepción de cada individuo y cada grupo.

Calzada: La parte del camino donde circulan los vehículos, incluyendo los carriles auxiliares, pero excluyendo los espaldones.

Camino: Vía pública rural usada para el tránsito general, con exclusión de las vías férreas.

Cantera: Yacimiento rocoso que requiere del uso de explosivos para la explotación de materiales de construcción.

Capacidad portante (o soportante): Aptitud de un suelo o roca, en desmonte; relleno o capa de firme para soportar las cargas del tránsito.

Capa de rodadura o superficie: Capa superior de la calzada, de material especificado, designada para dar comodidad al tránsito.

Carpeta: Capa de concreto asfáltico, de un espesor determinado, que se coloca para que sirva de capa de rodadura.

Carretera: Camino que se diseña y se construye con especificaciones adecuadas para un tránsito vehicular importante.

Carril: Parte de la calzada destinada al tránsito de una sola fila de vehículos.

Cemento Asfáltico: Asfalto refinado, semi-sólido a la temperatura ambiente y de consistencia apropiada para fines de pavimentación.

Compactación: Aumento de la "Densidad" de un determinado suelo o CAPA DEL FIRME al comprimirlo empleando medios mecánicos.

Concreto Asfáltico: Es una mezcla en planta de cemento asfáltico con agregados minerales.

Contaminar: Acción de introducir contaminantes líquidos, sólidos, gaseosos, ruido, vibraciones, energía o una combinación de ellos en un ambiente dado, en niveles y duraciones tales que produzcan contaminación.

Contenido de humedad: En mecánica de suelos, es el peso del agua contenida en la muestra del suelo (libre, adsorbida, capital o higroscópica), expresada como porcentaje del peso de la misma muestra secada al horno a 110° C., hasta que ella no registre variaciones en su peso.

Cunetas: Zanjas, revestidas o no, que recogen y canalizan las aguas superficiales de la calzada, los Espaldones y las Bermas, si éstas existen y se desarrollan paralelamente al Camino.

Curado: Endurecimiento. Proceso que exigen ciertos materiales o mezclas (madera, asfaltos, hormigones) a fin de alcanzar los requisitos mínimos indispensables para cumplir el propósito a que están destinados.

Densidad: Se usa en el sentido de "Peso Unitario" de un determinado suelo o capa de firme. Puede determinarse para diferentes condiciones de contenido de agua y distintas energías de compactación.

Diversidad biológica o Biodiversidad: Es el número y variedad de los organismos que forman parte de los ecosistemas terrestres y acuáticos; incluyendo la diversidad genética dentro de una especie, la diversidad de especies y la diversidad de ecosistemas.

Efecto ambiental: Alteración que produce el proyecto en el ambiente.

Emulsiones asfálticas: Líquidos no inflamables, resultantes de la combinación de asfalto y agua con la presencia de un agente emulsificador, tal como carbón, productos químicos o especiales, arcillas coloidales.

Ensayos de CBR: Pruebas efectuadas en el laboratorio con muestras alteradas, inalteradas o compactadas, saturadas o no; o realizadas en el terreno "In Situ", con el contenido de humedad existente, para obtener el valor del Soporte de California.

Especie en peligro: Término usado para una especie de planta o animal en peligro de extinción en toda la amplitud de su territorio o en parte del mismo.

Estructura del Pavimento: Combinación de capas de SUBBASE, BASE y de SUPERFICIE o RODADURA colocadas sobre una SUBRASANTE, para soportar las cargas del tránsito y distribuir los esfuerzos en la PLATAFORMA.

Fauna: Contenido de organismos animales de un sitio determinado.

Flora: Es el conjunto de las especies y variedades de plantas de un territorio dado

Hormigón (o concreto): Mezcla de Aridos, de especificada granulometría, y un agente ligante. El tipo general de Hormigón se define según la clase de ligante empleado y/o el elemento o Aditivo que le confiere características especiales (hidráulico, Asfáltico, Armado, epóxico).

Humedad natural: Contenido total de agua de una capa de suelo en condiciones naturales.

Medio Ambiente: Sistema ecológico global formado por los aspectos físicos, biológicos, socio -económicos-culturales, que interactúan relacionándose entre sí, para dar paso al desarrollo de la vida.

Mina: Yacimiento o fuente de materiales de construcción, siempre que no se trate de yacimientos de roca sólida (Cantera).

Obras Complementarias: Las necesarias para ampliar, modificar o complementar una obra, debido a causas imprevistas o técnicas presentadas en la ejecución de un contrato.

Paisaje: Parte del espacio de la superficie terrestre aprehendida visualmente. Se considera al paisaje como la unidad fisiográfica básica en el estudio de la morfología del ecosistema, con elementos que dependen mutuamente y que generan un conjunto único e indisoluble en permanente evolución.

Pavimento: Nombre genérico para toda la "estructura" de un pavimento (Firme). No obstante se lo utiliza también para designar solo la capa de rodadura, especialmente cuando ella está constituida por una carpeta.

Perfilado (Conformación): Operación constructiva que consiste en dar forma a una superficie, según un perfil o sección transversal determinado.

Programa: Documento en que se establece el orden y los plazos dentro de los cuales se estima que se puede iniciar y concluir cada concepto de trabajo, cada etapa de Construcción, cada parte del Proyecto y/o el Proyecto mismo.

Programa de avance de obra: Diagrama en que, utilizando una escala apropiada, se muestra el porcentaje de trabajo que se espera terminar en una fecha cualquiera dentro del plazo.

Rasante: Línea de gradiente a nivel de la superficie de rodadura del camino.

Riego de imprimación: Aplicación de asfalto líquido, de baja viscosidad, a un suelo o capa de firme, para hacerlo impermeable y facilitar la unión con la capa superior.

Riego de liga (o ligante): Aplicación de asfalto líquido, usualmente sobre capas superficiales viejas (de rodaduras o desgaste), para facilitar su unión con nuevas capas de pavimento.

Subbase: Capas, de espesor definido, de materiales que cumplen determinadas especificaciones, las cuales se colocan sobre una subrasante aprobada, para soportar la Capa de Base.

Subrasante: Superficie superior de la obra básica, preparada como fundación de la estructura de pavimento y de los espaldones.

Talud: Superficie inclinada de un corte, de un terraplén o un muro.

Tratamiento superficial bituminoso: Riego de un ligante asfáltico cubierto por una capa de agregado, de espesor igual al máximo tamaño de éste, realizado con el propósito de obtener una superficie uniforme, antideslizante, resistente a los agentes atmosféricos e impermeable, pero que no aumenta la capacidad soportante.

Vegetación: Es el conjunto que resulta de la disposición en el espacio de los diferentes tipos de vegetales presentes en una porción cualquiera del territorio geográfico.

Vía: Área debidamente acondicionada para el paso de peatones, cabalgaduras o vehículos (MOP-001-F-2002, 2002).

ÍNDICE

INTRODUCCIÓN	1
CAPÍTULO 1	2
ANTECEDENTES	2
1.1 Planteamiento del problema.....	2
1.2 Justificación	3
1.3 Importancia	3
1.4 Propuesta de intervención y beneficiarios	3
1.5 Objetivos.....	4
1.5.1 Objetivo general.....	4
1.5.2 Objetivos específicos	4
1.6 Localización general del proyecto	5
1.6.1 Límites	6
1.6.2 Localización específica del proyecto.....	6
1.7 Marco metodológico	7
1.7.1 Topografía.....	7
1.7.2 Trazado	7
1.7.3 Estudio geológico – geotécnico	7
1.7.4 Estudio del tráfico.....	8
1.7.5 Diseño de pavimentos.....	9
1.7.6 Estudio hidrológico y diseño de obras de drenaje.	9
1.7.7 Plan de manejo ambiental.....	9
1.7.8 Diseño de señalización.....	10
1.7.9 Elaboración de costos, presupuesto y evaluación económica del proyecto 10	
CAPÍTULO 2	12
TOPOGRAFÍA	12
2.1 Antecedentes.....	12
2.2 Sistema de coordenadas	12
2.3 Ubicación del proyecto	12
2.4 Hitos.....	13
CAPÍTULO 3	14
ESTUDIO DE TRÁFICO	14

3.1	Antecedentes	14
3.2	Alcance	14
3.3	Metodología empleada.....	14
3.4	Caracterización del tráfico	15
3.5	Tráfico promedio diario anual (TPDA)	16
3.5.1	Análisis del TPDA de acuerdo al tipo de vehículo	17
3.6	Proyección del tráfico actual.....	18
3.7	Asignación de tráfico al proyecto	23
3.8	Determinación de la clase de vía de acuerdo al tráfico.....	24
3.9	Cálculo de los ejes equivalentes por el método AASHTO.....	25
3.9.1	Cálculo de los ejes equivalentes para pavimento flexible.	25
3.9.1.1	Cálculo de los ejes equivalentes para pavimento flexible en un periodo de 20 años. 26	26
3.9.2	Cálculo de los ejes equivalentes para pavimento rígido.....	27
3.9.2.1	Cálculo de los ejes equivalentes para pavimento rígido en un periodo de 20 años. 29	29
3.10	Factor daño por vehículo (FDV).....	29
3.10.1	Cuantificación del factor de equivalencia de carga por eje según el método AASHTO simplificado.	30
3.10.2	Cálculo del número de ESAL'S.....	30
3.10.3	Cálculo de los ejes equivalentes para un periodo de 20 años.	31
3.11	Cálculo de espectro de carga para pavimento rígido	33
CAPÍTULO 4.....		34
ESTUDIO GEOLÓGICO – GEOTÉCNICO		34
4.1	Antecedentes	34
4.2	Objetivos.....	34
4.2.1	Objetivo general.....	34
4.2.2	Objetivos específicos.	34
4.3	Localización del proyecto.....	35
4.4	Condiciones climáticas	36
4.4.1	Precipitación	37
4.4.2	Temperatura	38
4.4.3	Humedad relativa.....	39
4.4.4	Nubosidad	40

4.4.5	Velocidad del viento	40
4.5	Geomorfología	41
4.6	Tectónica y estructura geológica	42
4.7	Hidrogeología	44
4.8	Riesgos naturales	45
4.8.1	Susceptibilidad a inundaciones	45
4.8.2	Susceptibilidad sísmica.....	46
4.9	Formaciones geológicas y depósitos superficiales	47
4.9.1	Formación Macuchi – Cretáceo (K_M).....	47
4.9.2	Formación Baba – Pleistoceno (P_{Bb})	47
4.9.3	Formación SanTadeo – Pleistoceno (P_{ST}).....	47
4.9.4	Depósitos aluviales y terrazas aluviales – Cuaternario (t-2).....	48
4.10	Trabajos de campo y laboratorio	49
4.10.1	Trabajos de campo	49
4.10.2	Trabajos de laboratorio	49
4.10.2.1	Clasificación de suelos AASHTO	50
4.10.2.2	Clasificación de suelos SUCS	52
4.10.2.3	Perfiles estratigráficos para la clasificación AASHTO y SUCS	52
4.10.2.4	Nivel freático (N.F.).....	55
4.11	Propiedades físicas de la subrasante	55
4.11.1	California Bearing Ratio (CBR)	55
4.12	Diseño de la estructura vial (Pavimento flexible).....	59
4.12.1	Subrasante.....	59
4.12.2	Material de mejoramiento.....	59
4.12.3	Material de sub-base	60
4.12.4	Material de base	60
4.13	Diseño de la estructura vial (Pavimento rígido)	60
4.13.1	Subrasante.....	60
4.13.2	Material de sub-base	61
4.14	Fuente de material pétreo.....	62
4.14.1	Localización de la mina Copeto Cia. Ltda.....	62
4.14.2	Calificación de los materiales de la Mina Copeto – Toachi	62
	CAPÍTULO 5.....	65
	DISEÑO DE PAVIMENTOS.....	65

5.1	Generalidades.....	65
5.2	Objetivos.....	65
5.3	Diseño de pavimentos por el método ASSHTO 1993	65
5.3.1	Pavimento flexible	65
5.3.1.1	Variables de diseño	66
5.3.1.1.1	Periodo de diseño.....	66
5.3.1.1.2	Tránsito equivalente.....	67
5.3.1.1.3	Nivel de confiabilidad (R)	67
5.3.1.1.4	Desviación estándar (So)	68
5.3.1.1.5	Criterios de adopción de niveles de serviciabilidad.....	68
5.3.1.1.6	Serviciabilidad inicial (Po)	68
5.3.1.1.7	Serviciabilidad final (Pt).....	69
5.3.1.1.8	Perdida del índice de serviciabilidad (Δ PSI)	69
5.3.1.1.9	Módulo resiliente de la subrasante (Mr).....	69
5.3.1.1.10	Consideraciones de drenaje en el diseño de pavimentos según AASHTO	70
5.3.1.1.11	Determinación del coeficiente estructural (a_i) y el módulo de resiliencia (M_R) para las capas de rodadura.....	74
5.3.1.1.12	Determinación del numero estructural (SN)	78
5.3.1.2	Determinación de los espesores de capa.....	78
5.3.1.3	Espesores mínimos en función del SN	80
5.3.2	Diseño del pavimento rígido.....	83
5.3.2.1	Variables de diseño	83
5.3.2.1.1	Periodo de diseño.....	84
5.3.2.1.2	Confiabilidad (R) y desviación normal (Zr)	84
5.3.2.1.3	Desviación estándar (So)	84
5.3.2.1.4	Índice de serviciabilidad (PSI).....	84
5.3.2.1.5	Perdida del índice de serviciabilidad (Δ PSI)	85
5.3.2.1.6	Coefficiente de drenaje (C_d).....	85
5.3.2.1.7	Determinación del módulo de reacción de la subrasante (k)	85
5.3.2.1.8	Pérdida de soporte (LS)	87
5.3.2.1.9	Corrección del módulo efectivo de reacción por pérdida potencial de soporte	87
5.3.2.1.10	Coefficiente de transferencia de carga (J)	88

5.3.2.1.11	Módulo de elasticidad del hormigón (E_c).....	89
5.3.2.1.12	Módulo de ruptura del hormigón ($S'c$)	91
5.3.2.2	Determinación del espesor de losa.....	91
5.3.2.3	Diseño de juntas por el método AASHTO.	93
5.3.2.3.1	Clases de juntas.....	93
5.3.2.3.2	Cálculo de barras de anclaje (Corrugadas)	94
5.3.2.3.3	Transferencia de carga en juntas (Pasajuntas de acero liso).....	97
5.3.2.3.4	Espaciamiento entre juntas.	98
5.3.2.3.5	Profundidad inicial de la junta.	99
5.3.2.3.6	Aserrado.....	100
5.3.2.3.7	Sellado de juntas	101
CAPÍTULO 6.....		103
DISEÑO GEOMÉTRICO DE LA VÍA		103
6.1	Generalidades.....	103
6.2	Descripción de la vía actual.....	103
6.3	Criterios de diseño de la vía.....	105
6.4	Velocidad de diseño.....	105
6.5	Velocidad de circulación	106
6.6	Diseño horizontal.....	108
6.6.1	Curvas circulares.....	108
6.6.2	Peralte (e).....	109
6.6.3	Coeficiente de fricción lateral (f)	109
6.6.4	Radio mínimo de curvatura horizontal (R)	109
6.6.5	Transición del peralte.....	111
6.6.6	Sobreechancho en las curvas	114
6.6.6.1	Valores de diseño.....	118
6.6.6.2	Transición del sobreechancho	119
6.6.7	Distancia de visibilidad para el rebasamiento de un vehículo.....	121
6.7	Diseño vertical	126
6.7.1	Gradientes máximas y mínimas.....	127
6.7.2	Curvas verticales.....	128
6.7.2.1	Curvas verticales convexas.....	128
6.7.2.2	Curvas verticales cóncavas	129
6.8	Sección transversal	132

6.9	Taludes de corte y relleno.....	135
6.10	Movimiento de tierra	136
6.10.1	Diagrama de masas	137
CAPÍTULO 7.....		142
ESTUDIO HIDROLÓGICO Y DISEÑO DEL DRENAJE VIAL		142
7.1	Alcance	142
7.2	Información utilizada.....	142
7.3	Funciones de las obras de drenaje.....	142
7.4	Drenaje longitudinal	143
7.5	Drenaje transversal	143
7.6	Dimensionamiento de las obras de drenaje.....	143
7.6.1	Intensidad de precipitación para un periodo de retorno.....	143
7.6.1.1	Periodo de retorno.....	143
7.6.1.2	Tiempo de concentración.....	144
7.6.1.3	Intensidad de lluvia.....	144
7.6.2	Coefficiente de escorrentía (C)	147
7.6.3	Diseño hidráulico.....	148
7.6.3.1	Caudal de las cunetas.....	149
7.6.3.2	Consideraciones técnicas que deben tomarse en cuenta para el diseño de cunetas.	158
7.6.4	Diseño de las obras de drenaje.....	158
7.6.4.1	Diseño de cunetas	158
7.6.4.1.1	Variables de diseño	159
7.6.4.1.2	Sección típica de cuneta triangular	167
7.6.4.2	Diseño de alcantarillas	168
7.6.4.2.1	Consideraciones generales.....	169
7.6.4.2.2	Alcantarillas para drenaje de cunetas.....	170
7.6.4.3	Cabezal tipo cajón.....	174
7.6.4.3.1	Control en entradas y salidas de drenes transversales en alcantarillas ..	175
7.6.4.4	Drenaje subterráneo	178
7.6.4.4.1	Subdrenes.....	178
7.6.4.4.2	Diámetros y pendientes recomendados.....	178
CAPÍTULO 8.....		182
DISEÑO DE SEÑALIZACIÓN.....		182

8.1	Introducción	182
8.2	Metodología	182
8.3	Señalización horizontal	183
8.3.1	Clasificación de las demarcaciones	183
8.3.1.1	Líneas longitudinales	183
8.3.1.1.1	Líneas de separación de flujos opuestos	184
8.3.1.1.2	Línea de borde de calzada.....	186
8.3.1.1.3	Zonas de no rebasar	186
8.3.1.2	Líneas transversales	189
8.3.1.3	Cálculo del rendimiento de pintura para la señalización horizontal.....	190
8.4	Señalización vertical	190
8.4.1	Clasificación de la señalización vertical	191
8.5	Especificaciones técnicas MOP-001-F-2002.....	196
8.6	Materiales a ser empleados en la señalización vertical.....	198
	CAPÍTULO 9.....	200
	EVALUACIÓN AMBIENTAL.....	200
9.1	Antecedentes	200
9.2	Diagnóstico de la situación	200
9.2.1	Área de influencia	202
9.2.2	Área de influencia socio económica	203
9.3	Ubicación de escombrera.....	203
9.4	Ordenanzas ambientales.	203
9.5	Caracterización ambiental.....	205
9.5.1	Sistema abiótico.....	205
9.5.1.1	Información climática.	205
9.5.1.1.1	Precipitaciones.	206
9.5.1.1.2	Pluviosidad.....	206
9.5.1.1.3	Temperatura.	206
9.5.1.1.4	Dirección y Velocidad del Viento.....	206
9.5.1.1.5	Evaporación.	207
9.5.1.1.6	Heliofanía (horas de brillo Solar).....	207
9.5.1.2	Información geomorfológica.	207
9.5.1.3	Información geológica.	208
9.5.1.4	Uso y cobertura del suelo.....	209

9.5.1.5	Recurso Agua.....	210
9.5.1.6	Identificación de Aguas Superficiales y Subterráneas.....	210
9.5.1.7	Suelo.	211
9.5.2	Sistema biótico.....	211
9.5.2.1	Recurso fauna.	212
9.5.2.2	Recurso Paisaje.	213
9.5.2.3	Ecosistemas frágiles y prioridades de conservación.....	213
9.5.3	Medio antrópico.....	214
9.5.3.1	Localización y descripción de los asentamientos humanos.....	214
9.5.3.2	Turismo.....	214
9.5.3.3	Análisis demográfico.	215
9.5.3.4	Educación.....	216
9.5.3.5	Salud.	217
9.5.3.6	Económico.	218
9.5.3.6.1	Indicadores socioeconómicos del territorio.	218
9.5.3.6.2	Migración.....	219
9.6	Identificación de impactos ambientales.....	219
9.6.1	Evaluación de los impactos ambientales.	220
9.7	Plan de manejo ambiental.....	222
9.7.1	Plan de prevención, mitigación y remediación de impactos.....	222
9.7.1.1	Control de emisiones atmosféricas.....	222
9.7.1.2	Criterios para ubicar escombreras.....	224
9.7.1.3	Educación Y Concienciación Ambiental A La Comunidad.....	225
9.7.2	Seguimiento y monitoreo.....	226
9.7.2.1	Seguimientos del plan de manejo ambiental.....	226
9.7.2.1.1	Etapa de reconstrucción.....	226
9.7.2.1.2	Etapa de operación y mantenimiento.....	227
9.8	Tabla resumen medidas del P.M.A.....	228
9.8.1	Costos ambientales.....	228
CAPÍTULO 10.....		230
ANÁLISIS DE COSTO Y PRESUPUESTO.....		230
10.1	Presupuesto de obra.....	230
10.1.1	Cantidades de obra.....	230
10.2	Análisis de precios unitarios (APU).....	231

10.3	Cronograma valorado de ejecución	232
10.4	Cálculo de los beneficios valorados.....	232
10.4.1	Ingresos	232
10.4.1.1	Costos de combustible	233
10.4.1.2	Costos de neumáticos.....	234
10.4.1.3	Costos de amortiguadores.....	234
10.4.1.4	Costos de zapatas	234
10.4.1.5	Costos por cambios de aceite.....	234
10.4.1.6	Costos por tiempo de choferes y pasajeros	235
10.4.1.7	Costos por mercado de transporte.....	235
10.5	Evaluación económica-financiera.....	235
10.5.1	Mantenimiento vial	237
10.5.2	V.A.N. (Valor Actual Neto).....	240
10.5.3	T.I.R. (Tasa Interna de Retorno).....	240
10.5.4	B/C (Relación Beneficio/Costo)	241
10.6	Determinación de la alternativa más viable.....	244
	CONCLUSIONES.....	245
	RECOMENDACIONES.....	247
	LISTA DE REFERENCIAS	249
	ANEXOS EN ARCHIVO DIGITAL	

ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 1. Coordenadas del punto de inicio.....	13
Tabla 2. Coordenadas del punto final	13
Tabla 3. Coordenadas de los BM	13
Tabla 4. Clasificación vehicular.....	15
Tabla 5. Número de vehículos motorizados matriculados en la Provincia de Santo Domingo de los Tsáchilas, según clase.....	17
Tabla 6. Porcentaje de vehículos asignados al proyecto según su clase	17
Tabla 7. Valores del TPDA al 2015, según el tipo de vehículo.....	18
Tabla 8. Tasas de crecimiento anual de tráfico (%).....	19
Tabla 9. Valores de TPDA proyectados.....	19
Tabla 10. Valores del tráfico generado (TG)	20
Tabla 11. Valores del tráfico desarrollado (TD)	21
Tabla 12. Valores del tráfico desviado (Td).....	23
Tabla 13. Valores de TPDA según el tipo de vehículo	24
Tabla 14. Clasificación de carreteras en función del tráfico proyectado	24
Tabla 15. Determinación de la función de la vía	25
Tabla 16. Método AASHTO para pavimento flexible	26
Tabla 17. Factor de distribución por carril.....	27
Tabla 18. Método AASHTO para pavimento rígido.....	28
Tabla 19. Factor de equivalencia de carga	30
Tabla 20. Factor daño por vehículo	30
Tabla 21. Factor total daño.....	30
Tabla 22. Espectro de carga	33
Tabla 23. Coordenadas geográficas estación Santa Anita	37
Tabla 24. Coordenadas geográficas estación Puerto Ila.....	37
Tabla 25. Nivel freático.....	55
Tabla 26. Clasificación del suelo de acuerdo al CBR	55
Tabla 27. Valores de carga untaría.....	56
Tabla 28. Clasificación de suelos para infraestructura de pavimentos	57
Tabla 29. CBR obtenidos	57
Tabla 30. Cálculo del percentil	57

Tabla 31. Resultados de los ensayos realizados a los materiales de la Mina Copeto-Toachi.....	63
Tabla 32. Especificaciones técnicas	64
Tabla 33. Niveles de confiabilidad en función del tipo de vía.....	67
Tabla 34. Valores de la desviación estándar para los dos tipos de pavimento.....	68
Tabla 35. Índices de serviciabilidad final	69
Tabla 36. Tiempos de drenaje	70
Tabla 37. Coeficientes de drenaje para pavimentos flexibles	70
Tabla 38. Criterios del control de calidad de mezclas asfálticas.....	77
Tabla 39. Espesores mínimos de capa en función de los ESAL'S.....	79
Tabla 40. Coeficientes de drenaje para pavimentos rígidos (Cd)	85
Tabla 41. Valores de pérdida de soporte (LS).....	87
Tabla 42. Coeficientes de transferencia de carga.....	89
Tabla 43. Módulo de elasticidad del hormigón de acuerdo al tipo de agregado y su origen.....	90
Tabla 44. Resistencia media a la flexo-tracción.....	91
Tabla 45. Espesores de la losa de hormigón	92
Tabla 46. Estructura de diseño	92
Tabla 47. Valores del factor de fricción.....	95
Tabla 48. Características generales actuales de la vía Mulaute – La Florida, Tramo 3	104
Tabla 49. Velocidades de diseño.....	106
Tabla 50. Relaciones entre velocidades de circulación y de diseño	107
Tabla 51. Radios mínimos de curvas en función del peralte “e” y del coeficiente de fricción lateral “f”.	110
Tabla 52. Gradiente longitudinal (i) necesaria para el desarrollo del peralte.	112
Tabla 53. Longitud mínima de transición en función del peralte máximo (e) (Valores recomendados).	113
Tabla 54. Elementos de curva horizontal.....	120
Tabla 55. Cuadro de peraltes, sobreechanos, longitudes de aplanamiento y longitudes de transición	121
Tabla 56. Elementos de la distancia de visibilidad para rebasamiento en condiciones de seguridad para carreteras de dos carriles.....	124

Tabla 57. Velocidades de vehículo rebasado y rebasante en función de la velocidad de diseño.....	124
Tabla 58. Valores de diseño de las distancias de visibilidad mínimas para el rebasamiento de un vehículo [metros].	126
Tabla 59. Valores de diseño de las gradientes longitudinales máximas	127
Tabla 60. Valores mínimos de diseño del coeficiente “K” para la determinación de la longitud de curvas verticales mínimas	130
Tabla 61. Longitudes mínimas para curvas verticales	131
Tabla 62. Datos de las curvas verticales desarrollados en el proyecto vertical	131
Tabla 63. Anchos de calzada según los volúmenes de tráfico	132
Tabla 64. Taludes de corte	135
Tabla 65. Taludes de relleno	136
Tabla 66. Movimiento de tierras de la vía Mulaute - La Florida, Tramo 3	137
Tabla 67. Tiempo de retorno (T) en años.....	143
Tabla 68. Estación Santo Domingo.....	144
Tabla 69. Ecuaciones representativas de la estación Santo Domingo	145
Tabla 70. Coeficientes de escorrentía (C).....	147
Tabla 71. Cálculo del caudal de cunetas (lado izquierdo y lado derecho de la vía)	157
Tabla 72. Coeficientes de rugosidad de Manning.....	159
Tabla 73. Velocidades máximas admisibles en canales y cunetas revestidas.....	161
Tabla 74. Cálculos de la sección hidráulica de la cuneta (lado izquierdo).	163
Tabla 75. Cálculos de la sección hidráulica de la cuneta (lado derecho).....	165
Tabla 76. Coeficientes de rugosidad n para la expresión de Manning.....	171
Tabla 77. Valores de los parámetros de diseño.....	173
Tabla 78. Relación señalización línea de separación de circulación opuesta segmentada.....	184
Tabla 79. Distancia de rebasamiento mínima	189
Tabla 80. Diseño de la señalización horizontal.....	189
Tabla 81. Dimensión de la señal preventiva	192
Tabla 82. Señales preventivas empleadas en la vía de estudio	194
Tabla 83. Coordenadas del punto de inicio.....	201
Tabla 84. Coordenadas del punto de fin.....	202
Tabla 85. Estación meteorológica Santo Domingo.....	207
Tabla 86. Tasa neta de asistencia a educación	216

Tabla 87. Tasa neta de analfabetismo por sexo, años y distrito.....	217
Tabla 88. Valoración cualitativa y cuantitativa de los impactos ambientales.....	220
Tabla 89. Rubros ambientales – Riego de agua para control de polvo.....	224
Tabla 90. Rubros ambientales – Charlas de concientización y Difusión pública	226
Tabla 91. Indicadores del mantenimiento de la vía.....	227
Tabla 92. Organigrama de E.I.A.....	228
Tabla 93. Costos ambientales.....	229
Tabla 94. Primera alternativa – Pavimento flexible (Costo).....	231
Tabla 95. Segunda alternativa – Pavimento rígido (Costo).....	232
Tabla 96. Indicadores de evaluación.....	233
Tabla 97. Beneficios sociales obtenidos al año.....	235
Tabla 98. Beneficios sociales anuales para 20 años de vida útil del proyecto.....	236
Tabla 99. Costo por mantenimiento vial para pavimento flexible.....	237
Tabla 100. Cronograma y costos por mantenimiento vial para el pavimento flexible	238
Tabla 101. Costo por mantenimiento vial para pavimento rígido.....	239
Tabla 102. Cronograma y costos por mantenimiento vial para pavimento rígido...	239
Tabla 103. Flujo de caja determinado para el pavimento flexible.....	242
Tabla 104. Flujo de caja determinado para el pavimento rígido.....	243

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1. Ubicación general del proyecto en el mapa del Ecuador.....	5
Figura 2. Localización específica del proyecto.....	6
Figura 3. Ruta del sector	22
Figura 4. Localización del proyecto.....	35
Figura 5. Provincia de Santo Domingo de los Tsáchilas - Mapa de tipos de clima...	36
Figura 6. Precipitación media anual, estación Santa Anita.....	37
Figura 7. Precipitación media mensual, estación Santa Anita	38
Figura 8. Temperatura media mensual estación Puerto Ila	39
Figura 9. Humedad relativa estación Puerto Ila	39
Figura 10. Nubosidad estación Puerto Ila	40
Figura 11. Dirección y velocidad del viento	41
Figura 12. Mapa geológico de Santo Domingo de los Tsáchilas.....	43
Figura 13. Mapa de litopermeabilidades (Unidad de La Concordia).....	44
Figura 14. Riesgos naturales en la provincia de Santo Domingo de los Tsáchilas....	45
Figura 15. Mapa sísmico del Ecuador.....	46
Figura 16. Perfil geológico a lo largo de la línea A-B	48
Figura 17. Perfil estratigráfico, clasificación del suelo de acuerdo al sistema AASHTO	53
Figura 18. Perfil estratigráfico, clasificación del suelo de acuerdo al sistema SUCS	54
Figura 19. CBR de diseño	58
Figura 20. Ubicación de la mina y el proyecto	62
Figura 21. Ábaco para estimar los factores de tiempo para drenaje de capas saturadas	72
Figura 22. Ábaco para estimar el número estructural (a4) y el módulo de resiliencia (MR) de la capa de mejoramiento.....	74
Figura 23. Ábaco para estimar el número estructural (a3) y el módulo de resiliencia (MR) de la sub-base	75
Figura 24. Ábaco para estimar el número estructural (a2) y el módulo de resiliencia (MR) de la base	76
Figura 25. Ábaco para estimar el número estructura de la capa de rodadura (a1).....	77
Figura 26. Ecuación AASHTO 93 para pavimento flexible	78
Figura 27. Procedimiento para determinar espesores mínimos de capas.....	80

Figura 28. Espesores obtenidos para la estructura del pavimento flexible	82
Figura 29. Ábaco para obtener el módulo de reacción compuesto por efecto combinado de subrasante y sub-base (para espesor infinito de bajo la subrasante)...	86
Figura 30. Corrección del módulo efectivo de reacción por pérdida potencial de soporte	88
Figura 31. Transferencia de carga longitudinal.....	89
Figura 32. Ecuación AASHTO 93 para pavimento rígido.....	92
Figura 33. Clases de juntas.....	94
Figura 34. Esquema de juntas	100
Figura 35. Aserrado y sellado de junta transversal	101
Figura 36. Elementos geométricos de la curva circular simple	108
Figura 37. Transición del peralte	111
Figura 38. Sobreancho en las curvas.....	115
Figura 39. Vehículos tipo 2DA, 2DB, 2S1, 2S2	116
Figura 40. Vehículo tipo T3-S2	117
Figura 41. Transición del sobreancho en las curvas	119
Figura 42. Distancia de rebasamiento	123
Figura 43. Tipos de curvas verticales convexas.....	128
Figura 44. Tipos de curvas verticales cóncavas	129
Figura 45. Sección transversal para pavimento Flexible	133
Figura 46. Sección transversal para pavimento Rígido.....	134
Figura 47. Diagrama de masas	141
Figura 48. Mapa de zonificación de intensidades de precipitación.	145
Figura 49. Mapa de isoclasas de intensidades de precipitación para TR=25 años en función de la máxima en 24 horas	146
Figura 50. Provincia de Santo Domingo de los Tsáchilas - Mapa de cobertura y uso de suelo.....	148
Figura 51. Características físicas de los tramos presentes en la vía.....	149
Figura 52. Tramo de carretera en relleno	149
Figura 53. Tramo de carretera a media ladera.....	150
Figura 54. Tramo de carretera en peralte	151
Figura 55. Tramo de carretera en corte	152
Figura 56. Tramo de carretera en corte con peralte	153
Figura 57. Características físicas presentes en un tramo de vía.....	154

Figura 58. Emplazamiento de cuneta izquierda y derecha en la vía de estudio.....	156
Figura 59. Capacidad hidráulica de cunetas y canales triangulares	160
Figura 60. Sección típica C.V.	161
Figura 61. Sección típica de cuneta triangular	168
Figura 62. Características del flujo en una sección circular.....	173
Figura 63. Tipos comunes de estructuras de boca de caída	175
Figura 64. Detalle de cabezal tipo cajón & Protección a la salida de la alcantarilla.	177
Figura 65. Esquema tubería de drenaje perforada.....	179
Figura 66. Subdren típico para caminos usado para remover el agua subterránea ..	180
Figura 67. Líneas segmentadas de circulación opuesta	185
Figura 68. Doble línea continua, con ejemplo de tacha a 12,00 m	185
Figura 69. Línea de borde de calzada.....	186
Figura 70. Zonas de no rebasar en curva vertical.....	187
Figura 71. Zonas de no rebasar en curva horizontal	188
Figura 72. Señales regulatorias	191
Figura 73. Ubicación lateral de señales verticales	193
Figura 74. Orientación de las señales verticales	193
Figura 75. Señales de información.....	195
Figura 76. Señales especiales delineadoras.....	195
Figura 77. Señales para trabajos en la vía y propósitos especiales	196
Figura 78. Área de influencia directa e indirecta	202
Figura 79. Población urbana y rural en Santo Domingo	215
Figura 80. Pirámide poblacional de hombres y mujeres en Santo Domingo	216

ÍNDICE DE ANEXOS

- Anexo 1. Tabla nacional de pesos y dimensiones.
- Anexo 2. Factores equivalentes de carga para pavimentos flexibles.
- Anexo 3. Factores equivalentes de carga para pavimentos rígidos.
- Anexo 4. Resultados de los ensayos realizados a los materiales de la Mina Copeto-Toachi.
- Anexo 5. Hoja de cálculo para determinar los espesores de cada una de las capas que conforman la estructura del pavimento flexible.
- Anexo 6. Planos de construcción del pavimento rígido.
- Anexo 7. Especificaciones técnicas para la conformación de los dos tipos de pavimento (Flexible y Rígido).
- Anexo 8. Planos del diseño geométrico de la vía Mulaute – La Florida, Tramo 3.
- Anexo 9. Planos de detalle: Ubicación y construcción de las obras de drenaje.
- Anexo 10. Planos de diseño de señalización horizontal y vertical.
- Anexo 11. Matriz carácter de impacto ambiental.
- Anexo 12. Matriz de extensión de impacto ambiental.
- Anexo 13. Matriz de duración de impacto ambiental.
- Anexo 14. Matriz de reversibilidad de impacto ambiental.
- Anexo 15. Matriz de magnitud de impacto ambiental.
- Anexo 16. Matriz de importancia de impacto ambiental.
- Anexo 17. Matriz total de impacto ambiental.
- Anexo 18. Cantidades de obra para el pavimento flexible y rígido.
- Anexo 19. Análisis de precios unitarios (APU).
- Anexo 20. Presupuesto referencial para el pavimento flexible y rígido.
- Anexo 21. Cronograma valorado de ejecución y curva de inversión para el pavimento flexible y rígido.
- Anexo 22. Análisis para obtener el ahorro por consumo de combustible.
- Anexo 23. Análisis para obtener el ahorro por consumo de neumáticos.
- Anexo 24. Análisis para obtener el ahorro por consumo de amortiguadores.
- Anexo 25. Análisis para obtener el ahorro por consumo de zapatas.
- Anexo 26. Análisis para obtener el ahorro por cambio de aceite.
- Anexo 27. Análisis para obtener el ahorro por costos en tiempo de viaje de chofer y pasajero.

Anexo 28. Análisis para obtener el ahorro por costos por mercado de transporte.

Anexo 29. Resumen de los indicadores de evaluación.

RESUMEN

El presente trabajo de tesis contiene los estudios para realizar el diseño a nivel de factibilidad de la vía Mulaute – La Florida Tramo 3, cumpliendo con las normativas establecidas para cada tipo de estudio.

Para el desarrollo de este proyecto, se ha contado con información básica proporcionada por la UPS por medio de la Carrera de Ingeniería Civil como es: la topografía, el conteo de tráfico, y el estudio de suelos.

Con la información proporcionada se procede a clasificar los tipos de vehículos que pasan por la vía, para luego determinar el número de ejes equivalentes o ESAL'S, el cual es un parámetro de entrada fundamental para el diseño de pavimentos.

Dentro del estudio geológico – geotécnico se da a conocer las características mecánicas de la subrasante, y los requisitos que deben cumplir los materiales que formarán parte de la estructura del pavimento

El diseño de pavimentos se realiza en base a la metodología AASHTO-93 para los dos tipos de estructura propuestas: pavimento flexible y pavimento rígido.

En el diseño geométrico de la vía, se establece la sección tipo y los radios de curvatura mínimos, tanto en planta como en perfil.

Se ha realizado el diseño las obras de drenaje, la señalización, y el plan de manejo ambiental, en base a estudios hidrológicos, normas INEN y estudios de impacto ambiental respectivamente.

Finalmente se presenta el presupuesto y el análisis de rentabilidad del proyecto.

Palabra clave: diseño, vía, pavimento, drenaje, señalización.

ABSTRACT

The present thesis work contains the studies to carry out the design at level of feasibility of the road Mulaute – La Florida, Tramo 3, complying with the rules established for each type of study.

For the development of this project, it has received basic information provided by the UPS through the Career of Civil Engineering such as: topography, traffic count, and soil survey.

With the proportionate information you proceeds to classify the types of vehicles that go by the road, it stops then to determine the number of equivalent axes or ESAL'S, which is a parameter of fundamental entrance for the design of pavements.

Within the geological- geotechnical study is given to know the mechanical characteristics of the subrasante, and the requirements that should complete the materials that will be part of the structure of the pavement

The design of pavements is carried out based on the methodology AASHTO-93 for the two types of structure proposals: flexible pavement and rigid pavement.

In the geometric design of the road, settles down the section type and minimum bending radii, as much in plant as in profile.

It has been carried out the design the drainage works, the signaling, and the plan of environmental handling, based on hydrological studies, INEN standards and studies of environmental impact respectively.

Finally it is presented the budget and the analysis of profitability of the project.

Keywords: design, road, pavement, drainage, signage.

INTRODUCCIÓN

El presente trabajo titulado Diseño A Nivel De Carpeta Asfáltica Y Pavimento Rígido De La Vía Mulaute – La Florida, Tramo 3; presenta el diseño a nivel de factibilidad de la vía en mención, la cual se encuentra ubicada en la provincia de Santo Domingo De Los Tsáchilas, cantón Santo Domingo.

Para esto se deberá realizar los estudios y diseños correspondientes a: análisis de tránsito, geotecnia y geología, pavimentos y materiales, trazado vial, hidrología y obras de drenaje, señalización y mantenimiento, plan de manejo ambiental y, el análisis de costo y presupuesto.

El diseño geométrico de la vía que tiene una longitud de 2.5 Km, se lo realizó en base a las normas de diseño geométrico de carreteras – 2003; para una vía colectora clase III con un TPDA de 300 a 1.000 vehículos diarios.

En el estudio de pavimentos, se realizó el diseño para las dos estructuras propuestas tales como: pavimento flexible y pavimento rígido.

Finalmente en el análisis de costo y presupuesto se realizaron los cálculos de cantidades de obra, presupuesto y cronograma valorado, para determinar los índices de evaluación tales como: Tasa Interna De Retorno (TIR), Valor Neto Actualizado (VAN), y la Razón Beneficio/Costo (B/C) para los dos tipos de alternativas propuestas en el diseño de pavimentos.

CAPÍTULO 1

ANTECEDENTES

1.1 Planteamiento del problema

Por su localización estratégica, a dos horas y media de Quito y a cuatro horas y media de Guayaquil, y porque en ella se confluyen vías provenientes desde otras provincias, otras rutas de primer orden de enlace con el resto del Ecuador, el Cantón constituye un núcleo de destino y partida de población que proviene y se dirige hacia varias zonas del país. Adicionalmente, considerando que el área urbana se conformó principalmente a partir de asentamientos irregulares que fueron ocupando espacios y dejando vías estrechas, éstas no son capaces de soportar el flujo vehicular que actualmente supera los 40 mil vehículos.

La situación de vialidad al interior del Cantón presenta varias deficiencias: el sistema de vías existente comprende 2.300 Km que han sido levantadas de manera desarticulada, dificultando la accesibilidad, especialmente hacia zonas rurales; el 84% de las vías de acuerdo a su jerarquía son de cuarto y quinto orden y se encuentran en mal estado, y en aquellas que existe capa de rodamiento, también se presentan condiciones de deterioro, que se acentúan en época de lluvia. Esta realidad dificulta la movilidad de los habitantes al interior del Cantón y representa un obstáculo para el flujo de productos y comercialización.

Las unidades prestadoras de servicio se encuentran en malas condiciones, los tiempos de espera son excesivos, las rutas no se encuentran establecidas de acuerdo a los requerimientos actuales de la población y las que existen, no se cumplen.

Adicionalmente, la intensa actividad comercial y de servicios que concentra la región, moviliza un alto número de habitantes y visitantes que, si bien por un lado dinamizan la economía, por otro lado constituyen factores de presión sobre el tránsito, especialmente urbano, en consideración a que la mayoría de actividades se encuentran centralizadas en la ciudad de Santo Domingo.

Con la ejecución de proyectos técnicos viales se espera mejorar las condiciones de movilidad.

1.2 Justificación

El diseño del presente proyecto permitiría viabilizar la construcción y suplir en algo las necesidades de infraestructura vial, para así fomentar el desarrollo socio-económico del sector ya que su principal actividad económica es la agricultura, ganadería e indicios de actividad turística.

1.3 Importancia

El desarrollo socio-económico y productivo de este sector depende en gran medida de su red vial, siendo así uno de los pilares fundamentales para el desarrollo de la provincia y del cantón Santo Domingo. Mejorar las rutas geométricamente así como a nivel de estructura, permitirá mejorar la calidad de vida y condiciones de tránsito del sector rural y de quienes toman esta alternativa como vía de escape.

1.4 Propuesta de intervención y beneficiarios

La realización de este proyecto técnico como trabajo de titulación, es realizar el diseño definitivo de la vía Mulaute – La Florida Tramo 3. El diseño en contexto implica satisfacer las necesidades de:

- Seguridad, estableciendo distancias visibles y cambios de velocidad graduales.
- Compatibilidad con el medio ambiente, definiendo un trazado vial con el menor impacto posible.
- Capacidad, lo cual implica la continuidad en la circulación.
- Economía, durante los procesos de construcción y operación.

- Confort en la sensación de manejo.

El diseño de la sección estructural tipo de la vía, logrará mitigar en gran medida el traslado de la población y, ayudará al desarrollo de la zona la cual cuenta con una población de 270.875 habitantes; además de todas las personas aledañas que de una u otra manera utilizaran la vía para trasladarse por todos los sectores que esta cruce.

1.5 Objetivos

1.5.1 Objetivo general

Diseñar a nivel de factibilidad la vía Mulaute – La Florida Tramo 3.

1.5.2 Objetivos específicos

1. Realizar el diseño y mejoramiento planimétrico y altimétrico de la vía Mulaute – La Florida Tramo 3, en base a las Normas De Diseño Geométrico De Carreteras – 2003.
2. Realizar el diseño estructural de la vía, en pavimento flexible y pavimento rígido.
3. Diseñar el drenaje superficial de la vía para el correcto encausamiento y manejo de aguas lluvias.
4. Evaluar los principales impactos ambientales que se generan con la ejecución del proyecto.
5. Realizar el análisis de viabilidad técnico – económico de las dos alternativas propuestas en este proyecto.

1.6 Localización general del proyecto

El presente proyecto se encuentra ubicado en la provincia de Santo Domingo de los Tsáchilas, cantón Santo Domingo, parroquia Santo Domingo de los Colorados; a 133 Km de Quito y a 287 Km de Guayaquil (Ver figura 1).

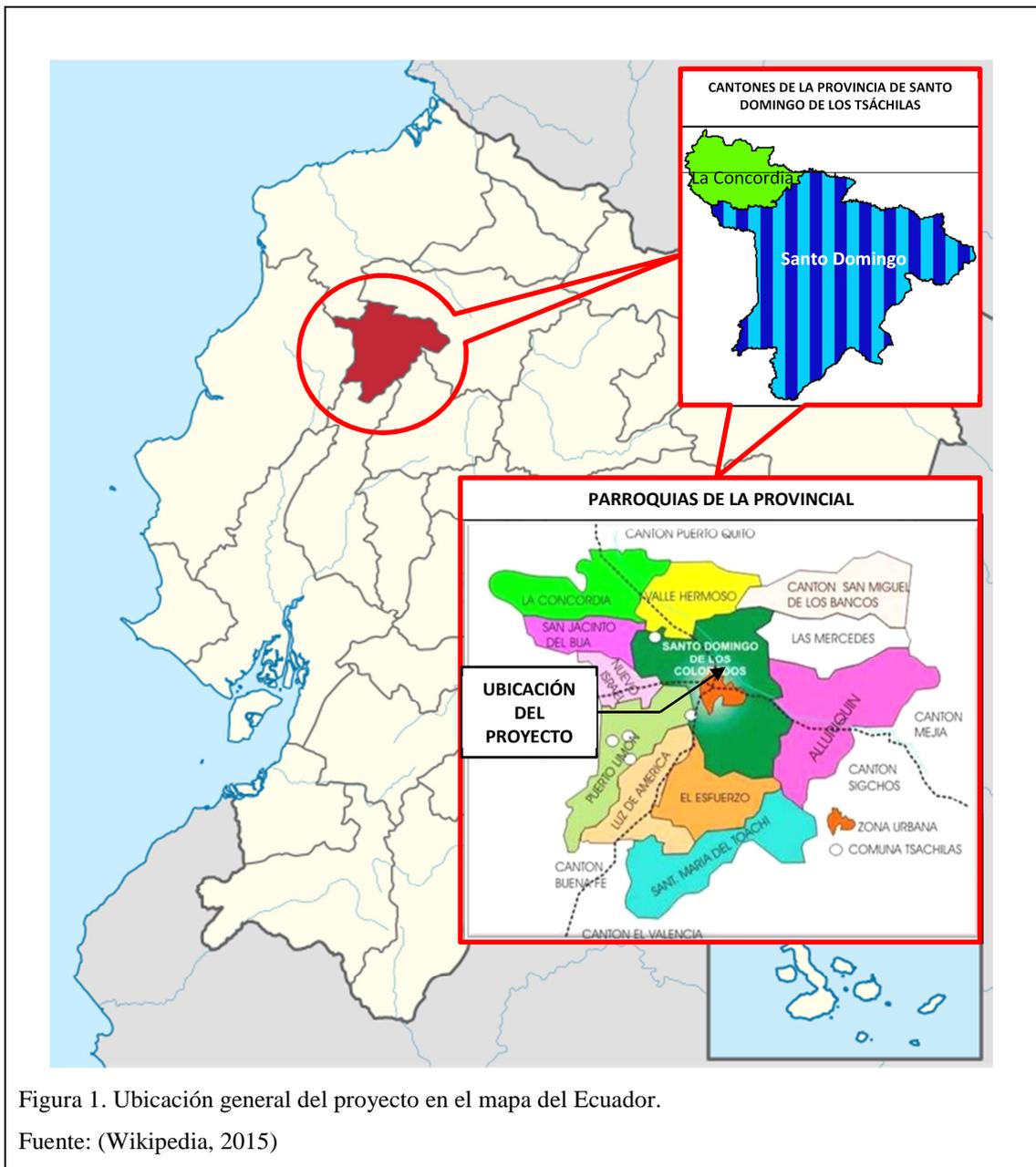


Figura 1. Ubicación general del proyecto en el mapa del Ecuador.

Fuente: (Wikipedia, 2015)

1.6.1 Límites

Norte: Parroquia Valle Hermoso y Cantón San Miguel De Los Bancos (Pichincha).

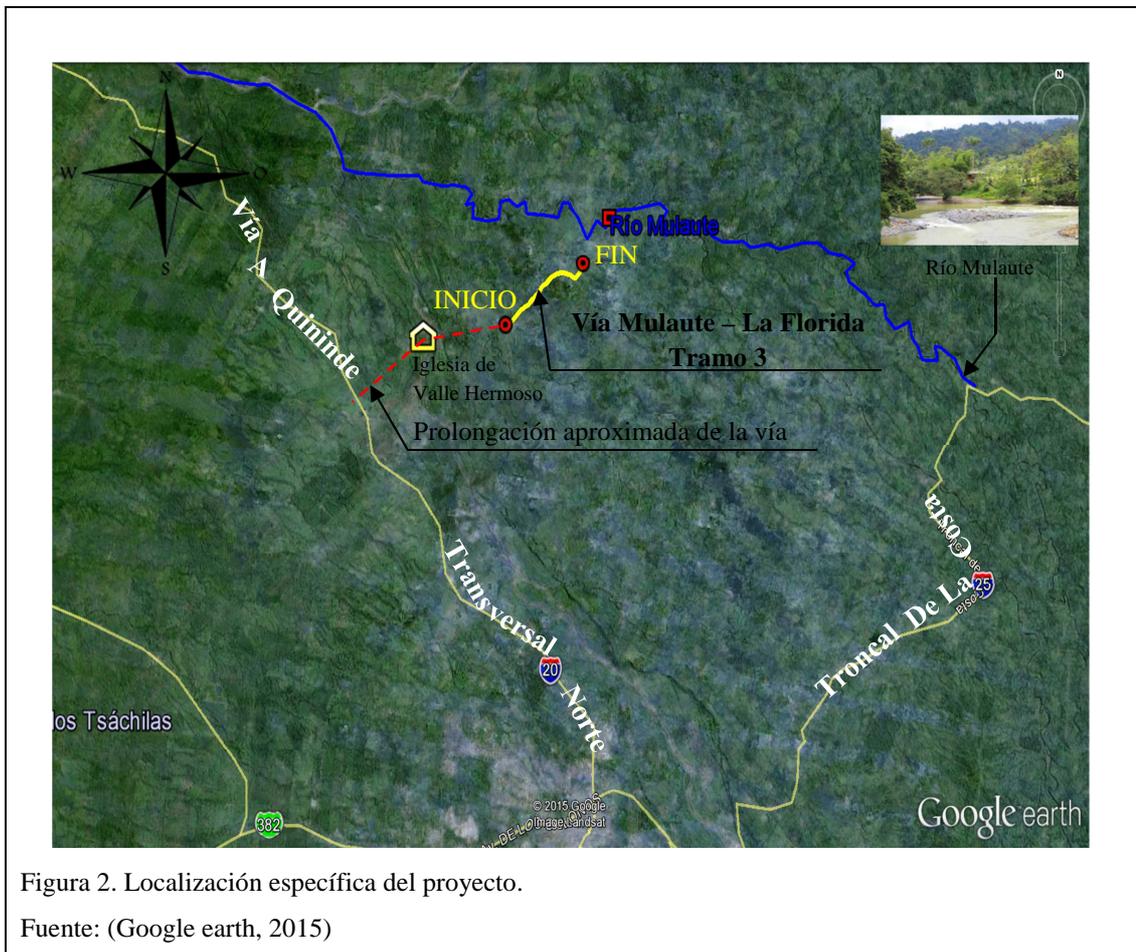
Sur: Parroquia El Esfuerzo.

Este: Parroquia Las Mercedes y Parroquia Alluriquin.

Oeste: Parroquia San Jacinto Del Búa, Parroquia Nuevo Israel, Parroquia Puerto Limón y Parroquia Luz De América.

1.6.2 Localización específica del proyecto

La vía en mención se encuentra ubicada en la parroquia Santo Domingo De Los Colorados y atraviesa dos puntos específicos; el primero tomado como punto de inicio, se encuentra a 5 minutos de la iglesia de Valle Hermoso ubicada a 1.5 Km de la Vía a Quininde (Transversal Norte), y el segundo tomando como punto de fin, ubicado a 0.92 Km del río Mulaute (Ver figura 2).



1.7 Marco metodológico

La metodología a utilizar será ordenada y sistemática, en concordancia con las siguientes etapas del proyecto.

Los cálculos y diseños se apoyaran sobre los conocimientos adquiridos e impartidos en la Universidad Politécnica Salesiana, carrera de Ingeniería Civil, que son las metodologías últimas que se utilizan en estos trabajos a nivel de consultoría.

1.7.1 Topografía

En gabinete se realizará el análisis de la información topográfica proporcionada por la UPS, por medio de la carrera de Ingeniería Civil del Tramo 3, de la vía Mulaute – La Florida.

1.7.2 Trazado

Luego de obtener la información topográfica se procederá a procesarla utilizando el programa utilitario de “Software” AutoCAD Civil 3D, en el cual se realizará el diseño del proyecto tanto horizontal como vertical tomando como insumos las secciones transversales proporcionadas de acuerdo al capítulo de estudio tráfico y estudio geotécnico, tratando en lo posible de minimizar los movimientos de tierra, todo esto en base a las normas establecidas en el “Manual de Diseño Geométrico de Carreteras-2003”.

1.7.3 Estudio geológico – geotécnico

El objetivo fundamental es la obtención de parámetros del suelo o roca de fundación con el fin de establecer el tipo de cimentación, el cual garantice que el proyecto sea estable, económico y duradero.

Dentro de los estudios de campo realizados por la Universidad Politécnica Salesiana conjuntamente con la Carrera de Ingeniería Civil, se desarrollaran calicatas cada 500m a lo largo de todo el tramo en estudio.

Con la extracción de estas muestras se realizarán los ensayos de laboratorio respectivos para obtener la siguiente información básica como es: la clasificación SUCS/AASHTO de la subrasante, capacidad de soporte CBR, ángulo de fricción interna del suelo y su cohesión; toda esta información será desarrollada por la UPS y proporcionada al estudiante para su respectivo análisis.

Para la selección de emplazamiento y trazado se realizará la recopilación de la información geológica-geotécnica a nivel regional, y la zonificación geotécnica del área propuesta.

Con respecto a los materiales de construcción, se refiere a la selección, y calificación de las fuentes de materiales determinadas en el estudio Geológico, las mismas que serán utilizadas para las distintas capas de estructuras del pavimento, como agregados pétreos para las mezclas asfálticas y para concretos hidráulicos, así como para los agregados de sub-base y base.

1.7.4 Estudio del tráfico

Con la información de TPDA proporcionada por la UPS por medio de la Carrera de Ingeniería Civil, en gabinete se analizará el tráfico actual clasificado asignado al proyecto y su proyección para su vida útil.

Para llegar a la asignación del TPDA para el proyecto, se analizarán los tráficos vehiculares: Existente, Generado y otro que sea debidamente justificado.

Para proyectar el tráfico vehicular asignado al proyecto, del Ministerio de Transporte y Obras Públicas (MTO) se obtendrá las tablas de la Tasa de Crecimiento Vehicular

Una vez que se obtenga toda esta información se procederá a determinar el tipo de vía y el cálculo de ejes equivalentes de carga de 8.2 Ton en base al método ASSHTO SIMPLIFICADO.

1.7.5 Diseño de pavimentos

Para desarrollar este capítulo se utilizara información obtenida anteriormente en los estudios geológico-geotécnica (CBR de diseño, clasificación ASSHTO y SUCS), estudios de tráfico (número total de ejes equivalentes de carga) y los estudios hidrológicos (precipitaciones máximas anuales).

Con toda esta información, en gabinete se procederá a dimensionar los espesores de la estructura vial de los dos tipos de pavimentos (rígido y flexible) en base a la metodología AASHTO y al método PCA.

1.7.6 Estudio hidrológico y diseño de obras de drenaje.

En base al diseño geométrico se efectuarán los estudios hidrológicos, con el objeto de dimensionar las obras de arte menores (alcantarillas, cunetas, etc.), necesarias para el proyecto.

Cabe indicar que el cálculo del caudal para el dimensionamiento de las obras de arte menor se lo realizara en base a las precipitaciones máximas de la estación Santa Anita.

Con los resultados obtenidos del estudio hidrológico, se diseñará en los sectores previstos un sistema de drenaje, cuyo funcionamiento sea integral y eficiente, estableciendo los parámetros más importantes para el diseño de las nuevas estructuras de evacuación.

1.7.7 Plan de manejo ambiental

Considerando los diseños definitivos del proyecto y los resultados obtenidos en la ficha ambiental, se desarrollara el Plan De Manejo Ambiental para las etapas de construcción, operación y mantenimiento; tomando como base las especificaciones generales del Ministerio de Obras Públicas (MOP-001-F-2002).

Para la elaboración del Plan de Manejo Ambiental (PMA) se tomara en cuenta la identificación, calificación y valoración de los impactos ambientales que se determinaran en el desarrollo de la ficha ambiental, considerando los factores externos que puedan degradar el ambiente.

Los principales resultados del PMA serán:

- a) El diseño a detalle de todas las obras o acciones consideradas dentro del proyecto con el objetivo de prevenir, mitigar, remediar o compensar los impactos ambientales negativos que se produzcan en las fases de construcción, operación y mantenimiento.
- b) Formulación del PMA, que incluye:
 - Medidas para la prevención y control de la contaminación del aire.
 - Medidas para la prevención y control del ruido.
 - Manejo de materiales excedentes producto del desmantelamiento del campamento.
 - Medidas para la conservación de la flora.
 - Medidas de educación y concientización ambiental.

1.7.8 Diseño de señalización

Una vez obtenido el trazado vial definitivo, se procederá a ubicar las señales de tránsito en sitios específicos del tramo en estudio de acuerdo a las normas INEN.

1.7.9 Elaboración de costos, presupuesto y evaluación económica del proyecto

La evaluación técnico-económica del proyecto, se aplicara para la alternativa de construcción definida. El proceso de evaluación económica consistirá en comparar los costos actualizados del proyecto con los beneficios actualizados que el mismo produce, considerando los cronogramas de construcción del proyecto, llegándose a establecer los siguientes índices:

Valor Neto Actualizado (V.N.A.)

Relación Beneficio/Costo (B/C)

Tasa Interna de Retorno (T.I.R.)

La cuantificación de los beneficios, será por: Excedente del producto (valor agregado de la producción agropecuaria), excedente del consumidor (ahorro costo de operación y tiempo de viaje), y otros que se consideren necesarios, en términos económicos.

Para calcular los costos del proyecto se utilizara el análisis de precios unitarios (APU) de la EPMMOP, los cuales se calcularán en base al programa ARES y PRO EXCEL.

CAPÍTULO 2

TOPOGRAFÍA

2.1 Antecedentes

Los estudios de topografía fueron proporcionados por la UPS por medio de la carrera de Ingeniería Civil en archivo digital; además cabe mencionar que el levantamiento topográfico cuenta con un ancho de faja paralelo a la vía entre 30m a 50m (medidos a partir del eje a ambos costados de la vía) y con curvas de nivel cada 1.00m.

De un primer análisis realizado a la topografía se pudo definir que el tramo en estudio sobre el cual se implantara la vía Mulaute – La Florida, Tramo 3; comprendida entre el Km. 5+000.00 al Km. 7+500.00 es de topografía ondulada.

Cabe mencionar que el levantamiento topográfico cuenta además con un trazado vial existente sobre el cual se trazara el eje de la vía, el mismo que será evaluado con el tutor considerando como dato el punto de inicio y el punto de fin del proyecto; una vez evaluado y aprobado el trazado vial, se procederá al diseño del proyecto en base al manual de Normas De Diseño Geométrico De Carreteras-2003.

2.2 Sistema de coordenadas

El sistema de coordenadas existente que se empleara para la localización de los puntos de inicio y fin de nuestro proyecto, estarán expresados en coordenadas UTM WGS-84, por ser este uno de los sistemas más utilizados a nivel mundial, sobre todo en los trabajos de ingeniería.

2.3 Ubicación del proyecto

El inicio del proyecto, vía Mulaute – La Florida, Tramo 3; se encuentra ubicado en el kilómetro 5 de la vía en mención, cuyas coordenadas UTM WGS-84 son:

Tabla 1. Coordenadas del punto de inicio

Descripción	Norte (m)	Este (m)	Cota (m.s.n.m)	Referencia
GPS-1	9983268.1657	701840.0414	480.552	ABS. 5+000.00

Elaborado por: Víctor Cando

El final del proyecto se encuentra ubicado en el kilómetro 7.5 de la vía en mención, cuyas coordenadas UTM WGS-84 son:

Tabla 2. Coordenadas del punto final

Descripción	Norte (m)	Este (m)	Cota (m.s.n.m)	Referencia
GPS-2	9984476.5983	703740.8093	492.997	ABS. 7+500.00

Elaborado por: Víctor Cando

2.4 Hitos

Los hitos base se construirán en el tramo en estudio cada 500 m, los cuales servirán de apoyo para el replanteo del diseño propuesto. A continuación se describe los valores de cada uno de ellos.

Tabla 3. Coordenadas de los BM

Descripción	Norte (m)	Este (m)	Cota (m.s.n.m)	Referencia
BM-1	9983270.5016	701841.0167	456.00	ABS. 5+000.00
BM-2	9983296.2100	702319.4249	458.00	ABS. 5+500.00
BM-3	9983557.5398	702735.8068	463.00	ABS. 6+000.00
BM-4	9983808.7620	703153.7450	456.00	ABS. 6+500.00
BM-5	9984203.7562	703335.2902	457.00	ABS. 7+000.00
BM-6	9984474.6538	703741.6466	468.00	ABS. 7+500.00

Elaborado por: Víctor Cando

CAPÍTULO 3

ESTUDIO DE TRÁFICO

3.1 Antecedentes

Por su localización estratégica a pocas horas de las ciudades principales del país como son Quito y Guayaquil y porque en ella confluyen vías provenientes de Quito, Esmeraldas, Chone, Quevedo y otras rutas que se enlazan con el resto del país, el Cantón Santo Domingo se constituye como un centro de destino y partida de la población hacia varias zonas del país. Adicionalmente por su importante afición agrícola y ganadera, se convierte en una zona de influencia para el sector industrial.

El presente estudio pretende determinar la cantidad de tráfico que circulará por la vía Mulaute – La Florida Tramo 3, y su proyección para un periodo de vida útil de 20 años.

3.2 Alcance

Con los estudios de tráfico proporcionados por la UPS por medio de la Carrera de Ingeniería Civil, se pretende obtener un valor estimado de la cantidad de vehículos que circularan por la vía, y el número de ejes equivalentes de 8.2 toneladas que esta soportará.

El estudio también contempla determinar los principales tipos de vehículos que harán uso de la vía, sugerir los posibles tipos de tráfico que generaría el proyecto y, establecer la clase de vía en referencia a la tabla dada por las Normas de Diseño Geométrico de Carreteras-2003 según el TPDA obtenido.

3.3 Metodología empleada.

La metodología empleada en el desarrollo de este capítulo consiste en revisar la información del TPDA proporcionada por la Carrera de Ingeniería Civil, determinar los tipos de vehículos que circularan por la vía en base a tablas del INEC del número

de vehículos matriculados en esta provincia, y por último realizar los cálculos respectivos para las proyecciones del TPDA y el número de ejes de carga equivalentes en base a la normativa propuesta por el MOP y el AASHTO.

3.4 Caracterización del tráfico

La clasificación vehicular se la caracterizará de acuerdo a la siguiente tabla.

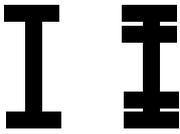
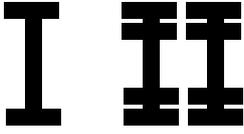
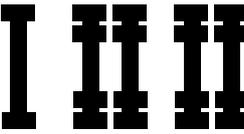
Tabla 4. Clasificación vehicular

Tipo de vehículo	Gráfico	Tipo de eje	Descripción
Automóviles			Automóviles, jeep y todo vehículo que no tenga doble llanta en el eje trasero.
Camionetas 2D		I I	Sus características de operación son las de un automóvil, en esta categoría se encuentran las camionetas de dos ejes con tracción sencilla y tracción doble, así como también las camionetas de cajón.
Buses 2DB		I I	Son aquellos que tienen dos o más ejes, es decir cuatro o más ruedas, están destinados al transporte de pasajeros, dentro de estos se encuentran todos los vehículos de servicio público y estos pueden ser buses grandes y buses pequeños.

Continúa...

Tabla 4. Clasificación vehicular

(Continuación...)

Tipo de vehículo	Gráfico	Tipo de eje	Descripción
<p>Camiones V2DB</p>			<p>En esta categoría se encuentran los vehículos destinados al transporte de productos y carga, poseen uno o más ejes sencillos o de doble llanta y estos pueden ser: volquetas, camiones grandes y camiones pequeños.</p>
<p>Camiones V3A</p>			<p>Todo equipo que realice transporte de carga que tenga doble llanta en sus dos ejes traseros.</p>
<p>Camiones T3 – S2</p>			<p>Todo vehículo que realice transporte de carga tipo 3A, pero con remolque con 2 ejes.</p>

Nota. Clasificación vehicular. Fuente: (MOP, 2003)

3.5 Tráfico promedio diario anual (TPDA)

El tráfico promedio diario anual o TPDA, que se define como el volumen total de vehículos que pasan por un punto o sección de una carretera en un periodo de tiempo determinado, que es mayor a un día y menor o igual a un año, dividido por el número de días comprendido en dicho período de medición (Cárdenas Fonseca, 2014, p. 40).

De acuerdo a la información proporcionada por la UPS por medio de la Carrera de Ingeniería Civil, el TPDA del proyecto es de 300 veh/día para el año inicial de análisis, es decir para el año 2015.

3.5.1 Análisis del TPDA de acuerdo al tipo de vehículo

En este punto lo que se pretende es determinar los tipos de vehículos que circulan por la vía y su cantidad, otorgando porcentajes aproximados al TPDA en función de la siguiente tabla.

Tabla 5. Número de vehículos motorizados matriculados en la Provincia de Santo Domingo de los Tsáchilas, según clase

Provincia	Clase	No.
Santo Domingo de los Tsáchilas	Automóvil	5233
	Bus	179
	Camión	2966
	Camioneta	4764
	Colectivo	14
	Furgoneta C	368
	Furgoneta P	399
	Jeep	3296
	Motocicleta	14808
	Tanquero	96
	Tráiler	230
	Volqueta	221
	Otra Clase	119
Total	32693	

Nota. Vehículos matriculados en la provincia de Santo Domingo de los Tsáchilas. Fuente: (INEC, 2014, p. 54)

Tabla 6. Porcentaje de vehículos asignados al proyecto según su clase

Clase	Tipo	TPDA	%
Automóvil	Auto	48	16
Bus	2DB	2	0.67
Camión	V2DB	27	9
Camioneta	2D	44	14.67
Colectivo	2DB	0	0
Furgoneta C	2DB	3	1
Furgoneta P	2DB	4	1.33
Jeep	Auto	30	10
Motocicleta	Auto	136	45.33
Tanquero	V2DB	1	0.33
Tráiler	T3 - S2	2	0.67
Volqueta	V3A	2	0.67
Otra Clase	V2DB	1	0.33
Total		300	100

Elaborado por: Victor Cando

Tabla 7. Valores del TPDA al 2015, según el tipo de vehículo

Tipo de vehículo		TPDA	%
Automóviles		214	71.33
Camionetas 2D		44	14.67
Buses 2DB		9	3
Camiones	V2DB	29	9.66
	V3A	2	0.67
	T3 - S2	2	0.67
Total		300	100

Elaborado por: Victor Cando

3.6 Proyección del tráfico actual

Las proyecciones de tráfico nos permiten obtener parámetros fundamentales para el diseño de la vía como es, la clasificación de la carretera, la velocidad de diseño que se le asignara y demás datos geométricos del proyecto.

En este proyecto los diseños se basaran en una predicción del tráfico a 20 años, considerando las tasas de crecimiento anual de tráfico, y los porcentajes para estimar los diferentes tipos de tráfico que se podrían generar con la ejecución del proyecto, a partir de estudios y recomendación del MOP.

Para realizar las proyecciones del tráfico, se ha considerado aplicar la siguiente formula:

$$\text{TPDA Futuro} = \text{TPDA} \times (1 + i)^n$$

Dónde:

n = número de años de proyección vial.

i = tasa de crecimiento vehicular (MOP 2010 – 2015).

TPDA = trafico promedio diario anua.

Para el presente proyecto al no contar con datos exactos de la tasa de crecimiento vehicular en la provincia de Santo Domingo de los Tsáchilas, se ha considerado

utilizar las tasas de crecimiento vehicular de estudios del MOP, realizados para la provincia de Pichincha.

Tabla 8. Tasas de crecimiento anual de tráfico (%)

Años	Livianos	Buses	Pesados
2010-2015	4.05	2.53	3.68

Nota. Tasas de crecimiento anual – Departamento de factibilidad. Fuente: (MOP, 2003)

Con los datos obtenidos anteriormente, procedemos a calcular los valores de TPDA proyectados, los cuales se presentan en la siguiente tabla:

Tabla 9. Valores de TPDA proyectados

Años	n	Automóviles	Camionetas 2D	Buses 2DB	Camión			TOTAL
					V2DB	V3A	T3 - S2	
2015	0	214	44	9	29	2	2	300
2016	1	223	46	10	31	3	3	316
2017	2	232	48	10	32	3	3	328
2018	3	242	50	10	33	3	3	341
2019	4	251	52	10	34	3	3	353
2020	5	261	54	11	35	3	3	367
2021	6	272	56	11	37	3	3	382
2022	7	283	59	11	38	3	3	397
2023	8	295	61	11	39	3	3	412
2024	9	306	63	12	41	3	3	428
2025	10	319	66	12	42	3	3	445
2026	11	332	69	12	44	3	3	463
2027	12	345	71	13	45	4	4	482
2028	13	359	74	13	47	4	4	501
2029	14	374	77	13	49	4	4	521
2030	15	389	80	14	50	4	4	541
2031	16	404	84	14	52	4	4	562
2032	17	421	87	14	54	4	4	584
2033	18	438	90	15	56	4	4	607
2034	19	456	94	15	58	4	4	631
2035	20	474	98	15	60	5	5	657

Elaborado por: Victor Cando

Una vez obtenido el tráfico proyectado se debe realizar un incremento de tráfico por razones de: Tráfico generado (T_G), tráfico desarrollado (T_D) y tráfico desviado (T_d); estos tipos de tráfico serán incrementados de acuerdo a porcentajes recomendados por MOP.

Tráfico generado (T_G):

El tráfico generado está constituido por aquel número de viajes que se efectuarían sólo si las mejoras propuestas ocurren.

Generalmente, el tráfico generado se produce dentro de los dos años siguientes a la terminación de las mejoras o construcción de una carretera (año 2018).

Para evitar estimaciones muy altas o irracionales respecto al tráfico generado en los casos, muy raros, en los cuales se producen grandes ahorros para los usuarios como consecuencia del mejoramiento de un camino de clase baja con volúmenes de tráfico pesado relativamente importantes, se establece como límite máximo de incremento por tráfico generado el correspondiente a un 20 por ciento del tráfico normal (MOP, 2003, p. 20).

$$T_G = 20\% \times TPDA$$

Tabla 10. Valores del tráfico generado (TG)

Años	Periodo	Automóviles	Camionetas 2D	Buses 2DB	Camión			TOTAL
					V2DB	V3A	T3 - S2	
2015	0	---	---	---	---	---	---	0
2016	1	---	---	---	---	---	---	0
2017	2	---	---	---	---	---	---	0
2018	3	48	10	2	7	1	1	69
2019	4	50	10	2	7	1	1	71
2020	5	52	11	2	7	1	1	74
2021	6	54	11	2	7	1	1	76
2022	7	57	12	2	8	1	1	81
2023	8	59	12	2	8	1	1	83
2024	9	61	13	2	8	1	1	86
2025	10	64	13	2	8	1	1	89
2026	11	66	14	2	9	1	1	93
2027	12	69	14	3	9	1	1	97
2028	13	72	15	3	9	1	1	101
2029	14	75	15	3	10	1	1	105
2030	15	78	16	3	10	1	1	109
2031	16	81	17	3	10	1	1	113
2032	17	84	17	3	11	1	1	117
2033	18	88	18	3	11	1	1	122
2034	19	91	19	3	12	1	1	127
2035	20	95	20	3	12	1	1	132

Elaborado por: Víctor Cando

Tráfico desarrollado (T_D):

Este tráfico se produce por incorporación de nuevas áreas a la explotación o por incremento de la producción de las tierras localizadas dentro del área de influencia de la carretera. Este componente del tráfico futuro, puede continuar incrementándose durante parte o todo el período de estudio. Generalmente se considera su efecto a partir de la incorporación de la carretera al servicio de los usuarios; para nuestro proyecto será considerado a partir del año 2018. En cada proyecto, y en base a los datos que proporcionan los Contajes de Tráfico, así como las investigaciones de Origen y Destino se determinará cual será el factor de expansión del tráfico por desarrollo que debe emplearse para obtener el TPDA correspondiente (MOP, 2003, p. 21).

Al no contar con los estudios requeridos (encuestas de Origen – Destino), los cuales nos permitan determinar el factor de expansión de tráfico por desarrollo, el MTOP a través de estudios realizados propone utilizar los siguientes valores:

$$T_D = (5\% - 8\%) \times TPDA$$

Asumo: 6%

Tabla 11. Valores del tráfico desarrollado (TD)

Años	Periodo	Automóviles	Camionetas 2D	Buses 2DB	Camión			TOTAL
					V2DB	V3A	T3 - S2	
2015	0	---	---	---	---	---	---	0
2016	1	---	---	---	---	---	---	0
2017	2	---	---	---	---	---	---	0
2018	3	15	3	1	2	0	0	21
2019	4	15	3	1	2	0	0	21
2020	5	16	3	1	2	0	0	22
2021	6	16	3	1	2	0	0	22
2022	7	17	4	1	2	0	0	24
2023	8	18	4	1	2	0	0	25
2024	9	18	4	1	2	0	0	25
2025	10	19	4	1	3	0	0	27
2026	11	20	4	1	3	0	0	28
2027	12	21	4	1	3	0	0	29

Continúa...

Tabla 11. Valores del tráfico desarrollado (TD)

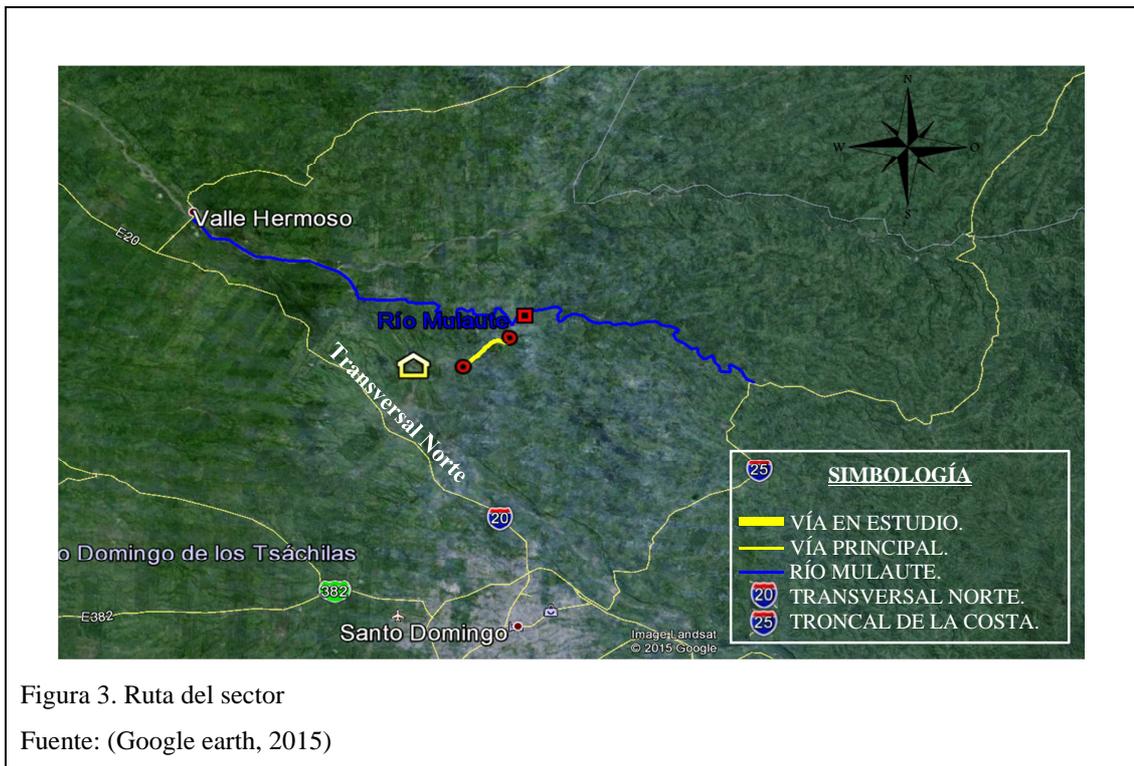
(Continuación...)

Años	Periodo	Automóviles	Camionetas 2D	Buses 2DB	Camión			TOTAL
					V2DB	V3A	T3 - S2	
2028	13	22	4	1	3	0	0	30
2029	14	22	5	1	3	0	0	31
2030	15	23	5	1	3	0	0	32
2031	16	24	5	1	3	0	0	33
2032	17	25	5	1	3	0	0	34
2033	18	26	5	1	3	0	0	35
2034	19	27	6	1	3	0	0	37
2035	20	28	6	1	4	0	0	39

Elaborado por: Victor Cando

Tráfico desviado (T_d):

“Es aquel atraído desde otras carreteras o medios de transporte, una vez que entre en servicio la vía mejorada, en razón de ahorros de tiempo, distancia o costo” (MOP, 2003, p. 17).



En el análisis realizado se puede observar que únicamente la vía TRANSVERSAL NORTE (20) sería la que generaría tráfico desviado hacia nuestro proyecto; considerando que esta es una vía principal de alto tráfico (20), y asumiendo que la

ruta de nuestra vía pasa por sectores donde la producción agrícola y ganadera es alta, se puede asumir un porcentaje del 5% para el cálculo del tráfico desviado (T_d); valor que se encuentra dentro de los rangos recomendados por el MTOP.

$$T_d = (5\% - 8\%) \times TPDA$$

Asumo: 5%

Tabla 12. Valores del tráfico desviado (T_d)

Años	Periodo	Automóviles	Camionetas 2D	Buses 2DB	Camión			TOTAL
					V2DB	V3A	T3 - S2	
2015	0	11	2	0	1	0	0	14
2016	1	11	2	1	2	0	0	16
2017	2	12	2	1	2	0	0	17
2018	3	12	3	1	2	0	0	18
2019	4	13	3	1	2	0	0	19
2020	5	13	3	1	2	0	0	19
2021	6	14	3	1	2	0	0	20
2022	7	14	3	1	2	0	0	20
2023	8	15	3	1	2	0	0	21
2024	9	15	3	1	2	0	0	21
2025	10	16	3	1	2	0	0	22
2026	11	17	3	1	2	0	0	23
2027	12	17	4	1	2	0	0	24
2028	13	18	4	1	2	0	0	25
2029	14	19	4	1	2	0	0	26
2030	15	19	4	1	3	0	0	27
2031	16	20	4	1	3	0	0	28
2032	17	21	4	1	3	0	0	29
2033	18	22	5	1	3	0	0	31
2034	19	23	5	1	3	0	0	32
2035	20	24	5	1	3	0	0	33

Elaborado por: Victor Cando

3.7 Asignación de tráfico al proyecto

Realizados los cálculos correspondientes para estimar el tráfico del proyecto, se han establecido los siguientes valores de acuerdo al tipo de vehículo.

Tabla 13. Valores de TPDA según el tipo de vehículo

Años	TPDA						TOTAL
	Automóviles	Camionetas 2D	Buses 2DB	Camión			
				V2DB	V3A	T3 - S2	
0	225	46	9	30	2	2	314
1	234	48	11	33	3	3	332
2	244	50	11	34	3	3	345
3	317	66	14	44	4	4	449
4	329	68	14	45	4	4	464
5	342	71	15	46	4	4	482
6	356	73	15	48	4	4	500
7	371	78	15	50	4	4	522
8	387	80	15	51	4	4	541
9	400	83	16	53	4	4	560
10	418	86	16	55	4	4	583
11	435	90	16	58	4	4	607
12	452	93	18	59	5	5	632
13	471	97	18	61	5	5	657
14	490	101	18	64	5	5	683
15	509	105	19	66	5	5	709
16	529	110	19	68	5	5	736
17	551	113	19	71	5	5	764
18	574	118	20	73	5	5	795
19	597	124	20	76	5	5	827
20	621	129	20	79	6	6	861

Elaborado por: Victor Cando

3.8 Determinación de la clase de vía de acuerdo al tráfico

Realizada la proyección vehicular a un periodo de diseño de 20 años, hemos determinado un TPDA de 861 vehículos, con lo cual podemos establecer que nuestra vía tiene una clasificación tipo III en referencia a la siguiente tabla.

Tabla 14. Clasificación de carreteras en función del tráfico proyectado

CLASIFICACIÓN DE CARRETERAS EN FUNCIÓN DEL TRÁFICO PROYECTADO	
Clase de carretera	Trafico proyectado TPDA
R-I o R-II	Más de 8.000
I	De 3.000 a 8.000
II	De 1.000 a 3.000
III	De 300 a 1.000
IV	De 100 a 300
V	Menos de 100

Nota. Clase de carretera en función al tráfico proyectado (TPDA). Fuente: (MOP, 2003, p. 22)

Mientras que de acuerdo a las Normas de Diseño Geométrico de Carreteras-2003 para criterio de las bases de la estructura vial del país, se presenta la relación entre función jerarquía y la clasificación de las carreteras; catalogando así a nuestra vía como Colectora clase III, como podemos observar en la siguiente tabla.

Tabla 15. Determinación de la función de la vía

Función	Clase de carretera	TPDA (1)
	(según MOP)	(Año final de diseño)
Corredor arterial	RI - RII (2)	> 8.000
	I	3.000 - 8.000
	II	1.000 - 3.000
Colectora	I	3.000 - 8.000
	II	1.000 - 3.000
	III	300 - 1.000
	IV	100 - 300
Vecinal	IV	100 - 300
	V	< 100

Notas:
 (1) De acuerdo al nivel de servicio aceptable al final de la vida útil.
 (2) RI - RII - Autopistas.

Nota. Función de la vía de acuerdo al TPDA proyectado. Fuente: (MOP, 2003, p. 23)

3.9 Cálculo de los ejes equivalentes por el método AASHTO.

ESALS.- Son el número de pasadas de ejes transformados en un número de ejes tipo. Esta carga tipo según AASHTO es de 80 KN o 18 Kips.

LEF: El factor equivalente de carga o LEF es un valor numérico que expresa la relación entre la pérdida de serviciabilidad causada por una carga dada de un tipo de eje y la producida por el eje estándar de 80 KN en el mismo eje (AASHTO 93, Design Procedures For New Pavements, 1998, p. 21).

3.9.1 Cálculo de los ejes equivalentes para pavimento flexible.

El índice de serviciabilidad de un pavimento se define como la capacidad de servir al tipo de tránsito para el cual ha sido diseñado, para un pavimento nuevo el índice de serviciabilidad (P_o) es de 4.2 y

para un pavimento que ya ha llegado al término de vida útil (Pt), se estima de 2.0 a 2.5 (AASHTO 93, Desing Procedures For New Pavements, 1998, p. 172).

Tabla 16. Método AASHTO para pavimento flexible

Tipo de vehículo	TPDA	Eje	Peso Kn/eje (MOP)	Peso Kips/eje	Peso Ton/eje (MOP)	Nº de ejes	LEF (FACTOR EQUIVALENTE DE CARGA)	Nº de ESALS	
Automóviles	225	Delantero	9.96	3	1	225	0	0	
		Posterior	9.96	3	1	225	0	0	
Camionetas 2D	46	Delantero	29.89	7	3	46	0	0	
		Posterior	39.86	9	4	46	0	0	
Buses 2DB	9	Delantero	69.75	16	7	9	0.645	5.8	
		Posterior	109.6	25	11	9	3.4	30.6	
Camiones	V2DB	30	Delantero	69.75	16	7	30	0.645	19.4
			Posterior	109.6	25	11	30	3.4	102
	V3A	2	Delantero	69.75	16	7	2	0.645	1.3
			Posterior	199.28	45	20	2	3.14	6.3
	T3 - S2	2	Delantero	69.75	16	7	2	0.645	1.3
			Medio	199.28	45	20	2	3.14	6.3
Posterior			199.28	45	20	2	3.14	6.3	
Total						630		179.3	

Elaborado por: Victor Cando

Para el proyecto se asumió un pt = 2.5 y un SN = 4

Peso TON/EJE MOP (Anexo 1).

LEF, se obtiene de las tablas AASHTO para pavimento flexible (Anexo 2).

3.9.1.1 Cálculo de los ejes equivalentes para pavimento flexible en un periodo de 20 años.

Para determinar el número de ejes de carga equivalente, se ha empleado la siguiente formula:

$$N = (N_d \times 365 \times F_d \times F_c) \times \frac{(1 + r)^n - 1}{r}$$

Dónde:

N = número de ejes equivalente.

F_d = factor sentido.

N_d = tráfico actual en el año base.

F_c = factor carril.

r = tasa de crecimiento (3.68%).

n = número de años.

El factor sentido (F_d) “en general es 0.5, es decir que del total del flujo vehicular censado, la mitad va por cada dirección” (AASHTO 93, Desing Procedures For New Pavements, 1998, p. 57). En algunos casos este puede variar entre el 30% al 70% dependiendo de la dirección que acumula un mayor porcentaje de vehículos cargados.

Al ser una vía de un carril por lado, se toma como valor de cálculo el 100% de vehículos pesados en el carril de diseño. Los valores utilizados por la AASHTO se dan a conocer en la siguiente tabla.

Tabla 17. Factor de distribución por carril

No. carriles en cada dirección	Porcentaje de vehículos pesados en el carril de diseño (F_c)
1	100
2	80 - 100
3	60 - 80
4 o más	50 - 75

Fuente: (AASHTO 93, Desing Procedures For New Pavements, 1998)

$$N = (N_d \times 365 \times F_d \times F_c) \times \frac{(1 + r)^n - 1}{r}$$

$$N = (179.3 \times 365 \times 0.5 \times 1) \times \frac{(1 + 0.0368)^{20} - 1}{0.0368}$$

$$N = 942\,680.36 \text{ Ejes equivalentes de 8.2 Ton.}$$

3.9.2 Cálculo de los ejes equivalentes para pavimento rígido.

El espesor del pavimento varía de acuerdo al uso previsto.

Para calles de urbanizaciones residenciales.	[10cm – 15cm].
Para vías colectoras.	[15cm – 17cm].
Para vías arteriales.	[16cm].
Para aeropistas – autopistas.	[20cm].

Fuente: (Método AASHTO 93 Para el Diseño de Pavimentos Rígidos, 2006)

Para el presente proyecto se asume un espesor igual a 16cm.

El índice de servicialidad de un pavimento “se define como la capacidad de servir al tipo de tránsito para el cual ha sido diseñado” (AASHTO 93, Desing Procedures For New Pavements, 1998, p. 172), para un pavimento nuevo el índice de servicialidad (Po) es de 4.5 y para un pavimento que ya ha llegado al término de vida útil (Pt), se estima en 2.5. (AASHTO 93, Desing Procedures For New Pavements, 1998, p. 172)

Para el presente proyecto se asume un $pt = 2.5$

Tabla 18. Método AASHTO para pavimento rígido

Tipo de vehículo	TPDA	Eje	Peso Kn/eje (MOP)	Peso Kips/eje	Peso Ton/eje (MOP)	N° de ejes	LEF (FACTOR EQUIVALENTE DE CARGA)	N° de ESALS	
Automóviles	225	Delantero	9.96	3	1	225	0	0	
		Posterior	9.96	3	1	225	0	0	
Camionetas 2D	46	Delantero	29.89	7	3	46	0	0	
		Posterior	39.86	9	4	46	0	0	
Buses 2DB	9	Delantero	69.75	16	7	9	0.63	5.7	
		Posterior	109.6	25	11	9	3.74	33.7	
Camiones	V2DB	30	Delantero	69.75	16	7	30	0.63	18.9
			Posterior	109.6	25	11	30	3.74	112.2
	V3A	2	Delantero	69.75	16	7	2	0.1	0.2
			Posterior	199.28	45	20	2	5.79	11.6
	T3 - S2	2	Delantero	69.75	16	7	2	0.63	1.3
			Medio	199.28	45	20	2	5.79	11.6
Posterior			199.28	45	20	2	5.79	11.6	
Total						630		206.8	

Elaborado por: Victor Cando

Peso TON/EJE MOP (Anexo 1).

LEF, se obtiene de las tablas AASHTO para pavimento rígido (Anexo 3).

3.9.2.1 Cálculo de los ejes equivalentes para pavimento rígido en un periodo de 20 años.

Para determinar el número de ejes de carga equivalente, se ha empleado la siguiente fórmula:

$$N = (N_d \times 365 \times F_d \times F_c) \times \frac{(1 + r)^n - 1}{r}$$

Dónde:

N = número de ejes equivalente.

F_d = factor sentido (se considera del 50% del tránsito para cada dirección).

N_d = tráfico actual en el año base.

F_c = factor carril (se considera el 100% al ser una vía de un carril por lado, Tabla 17).

r = tasa de crecimiento (3.68%).

n = número de años.

$$N = (N_d \times 365 \times F_d \times F_c) \times \frac{(1 + r)^n - 1}{r}$$

$$N = (206.8 \times 365 \times 0.5 \times 1) \times \frac{(1 + 0.0368)^{20} - 1}{0.0368}$$

$$N = 1\,087\,263.24 \text{ Ejes equivalentes de 8.2 Ton.}$$

3.10 Factor daño por vehículo (FDV).

Es un parámetro que indica el número de ejes de 8.2 Toneladas que actúa en una estructura de pavimento, por el paso de cada vehículo, el cual se obtienen acumulando los factores de equivalencia de carga, de cada uno de los ejes correspondientes a la configuración de cada vehículo (Altamirano Cortez & Abarca Jaramillo, 2014, p. 74).

$$FDV = \sum FEC_i$$

3.10.1 Cuantificación del factor de equivalencia de carga por eje según el método AASHTO simplificado.

Tabla 19. Factor de equivalencia de carga

Tipo de eje	Fórmulas para el cálculo del factor de equivalencia de carga
Simple de Rueda Simple	$FEC = \left[\frac{\text{Carga por eje (Ton)}}{6.66 \text{ Ton}} \right]^4$
Simple de Rueda Doble	$FEC = \left[\frac{\text{Carga por eje (Ton)}}{8.20 \text{ Ton}} \right]^4$
Tándem	$FEC = \left[\frac{\text{Carga por eje (Ton)}}{15.00 \text{ Ton}} \right]^4$
Tridem	$FEC = \left[\frac{\text{Carga por eje (Ton)}}{23.00 \text{ Ton}} \right]^4$

Nota. Factor de equivalencia de carga de acuerdo al tipo de eje. Fuente: (AASHTO 93, Design Procedures For New Pavements, 1998)

Tabla 20. Factor daño por vehículo

Tipo de vehículo	Eje simple rueda simple	Eje simple rueda doble	Eje tándem, rueda doble	Factor daño por vehículo	
	Peso	Peso	Peso		
Automóviles	1			0	
	1				
Camionetas 2D	3			0	
	4				
Buses 2DB	7	11		4.4587	
Camiones	V2DB	7	11	4.4587	
	V3A	7		20	4.3809
	T3 - S2	7		20	7.5414
			20		

Elaborado por: Victor Cando

3.10.2 Cálculo del número de ESAL'S.

Tabla 21. Factor total daño

Tipo de vehículo	TPDA	Factor daño	No. ESAL'S
Automóviles	225	0	0
Camionetas 2D	46	0	0
Buses 2DB	9	4.4587	40.1

Continúa...

Tabla 21. Factor total daño

(Continuación...)

Tipo de vehículo	TPDA	Factor daño	No. ESAL'S
Camiones	V2DB	30	4.4587
	V3A	2	4.3809
	T3 - S2	2	7.5414
Total			197.8

Elaborado por: Victor Cando

3.10.3 Cálculo de los ejes equivalentes para un periodo de 20 años.

Para determinar el número de ejes de carga equivalente, se ha empleado la siguiente formula:

$$N = (N_d \times 365 \times F_d \times F_c) \times \frac{(1 + r)^n - 1}{r}$$

Dónde:

N = número de ejes equivalente.

F_d = factor sentido (se considera del 50% del tránsito para cada dirección).

N_d = tráfico actual en el año base.

F_c = factor carril (se considera el 100% al ser una vía de un carril por lado, Tabla 17).

r = tasa de crecimiento (3.68%).

n = número de años.

$$N = (N_d \times 365 \times F_d \times F_c) \times \frac{(1 + r)^n - 1}{r}$$

$$N = (197.8 \times 365 \times 0.5 \times 1) \times \frac{(1 + 0.0368)^{20} - 1}{0.0368}$$

$$N = 1\,039\,945.21 \text{ Ejes equivalentes de 8.2 Ton.}$$

Para determinar el valor total de ejes equivalentes (NT) se utilizó el mayor valor de los N calculados anteriormente, el cual es igual a 1 087 263.24 ejes equivalentes de

8.2 Ton; además este valor se multiplicara por los porcentajes de tráfico generado, tráfico desarrollado y tráfico desviado.

$$NT = N + N_G + N_D + N_d$$

$$N_G = \% \text{ Tráfico generado} \times N$$

$$N_G = 20\% \times 1\,087\,263.24$$

$$N_G = 217\,452.65 \text{ Ejes equivalentes de 8.2 Ton.}$$

$$N_D = \% \text{ Tráfico desarrollado} \times N$$

$$N_D = 6\% \times 1\,087\,263.24$$

$$N_D = 65\,235.79 \text{ Ejes equivalentes de 8.2 Ton.}$$

$$N_d = \% \text{ Tráfico desviado} \times N$$

$$N_d = 5\% \times 1\,087\,263.24$$

$$N_d = 54\,363.16 \text{ Ejes equivalentes de 8.2 Ton.}$$

$$NT = N + N_G + N_D + N_d$$

$$NT = 1\,087\,263.24 + 217\,452.65 + 65\,235.79 + 54\,363.16$$

$$NT = 1\,424\,314.84 \text{ Ejes equivalentes de 8.2 Ton.}$$

Se concluye que para el diseño de pavimentos se utilizará un valor de **NT = 1424314.84 Ejes equivalentes de 8.2 Ton.**

3.11 Cálculo de espectro de carga para pavimento rígido

Tabla 22. Espectro de carga

Tipo de vehículo	Eje	Número vehículos acumulados	Eje simple rueda simple				Eje simple rueda doble	Eje tandem	
			2.5 Ton 24.91 KN	3 Ton 29.89 KN	4 Ton 39.86 KN	7 Ton 69.75 KN	11 Ton 109.6 KN	20 Ton 199.28 KN	
Automóviles	Delantero	1182951	1182951						
	Posterior		1182951						
Camionetas 2D	Delantero	241848		241848					
	Posterior				241848				
Buses 2DB	Delantero	47318				47318			
	Posterior						47318		
Camiones	V2DB	157727				157727			
							157727		
	V3A	10515				10515			
								10515	
	T3 - S2	Delantero	10515				10515		
		Medio							10515
Posterior								10515	
Total			2365902	241848	241848	226075	31545	31545	

Elaborado por: Victor Cando

CAPÍTULO 4

ESTUDIO GEOLÓGICO – GEOTÉCNICO

4.1 Antecedentes

Para el presente proyecto, se realiza la investigación geológica y geotécnica del subsuelo de la zona donde se proyecta la construcción de la vía Mulaute – La Florida Tramo 3.

Para la elaboración de este estudio se ha utilizado datos provenientes de dos fuentes: 1) La información expuesta en la hoja numero 45 (Santo Domingo) del Mapa Geológico del Ecuador a escala 1:100 000, editada por el Instituto Nacional De Investigación Geológico Minero Metalúrgico (INIGEMM), y 2) El estudio geotécnico-vial para los estudios de ingeniería, a través de los cuales será posible evaluar la calidad del suelo de subrasante, para proceder a su caracterización.

4.2 Objetivos

4.2.1 Objetivo general.

Caracterizar el suelo de subrasante por donde se proyecta diseñar y construir la vía.

4.2.2 Objetivos específicos.

El estudio geológico – geotécnico tienen como objetivos:

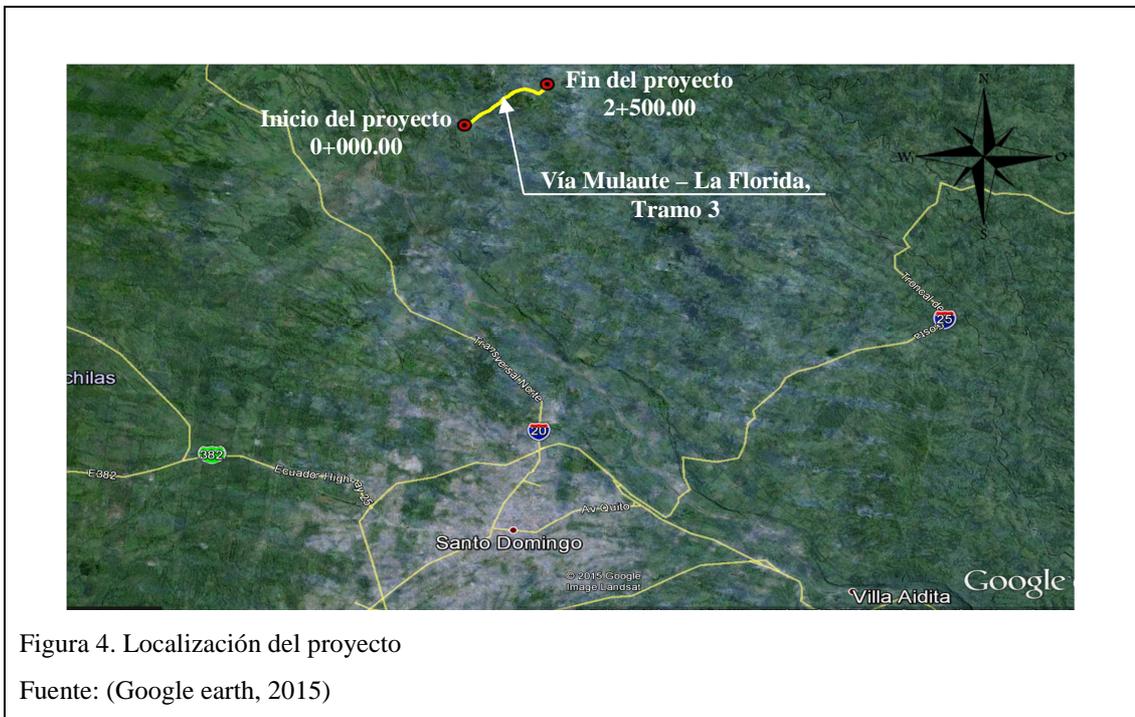
- Obtener información Geológica y Geotécnica, incluyendo también información geomorfológica, tectónica y estructura geológica; a fin de evaluar de manera Geotécnica la zona del proyecto.
- Proveer la información necesaria a nivel de subrasante para el diseño estructural de la vía, en base a una serie de trabajos realizados en campo y laboratorio, los

cuales nos permitirán obtener los parámetros necesarios para conocer las características del suelo sobre el cual se cimentara el proyecto.

4.3 Localización del proyecto

La vía Mulaute – La Florida Tramo 3, tiene la siguiente ubicación:

- **País:** Ecuador.
- **Provincia:** Santo Domingo de los Tsáchilas.
- **Cantón:** Santo Domingo.
- **Parroquia:** Santo Domingo de los Colorados



El proyecto se encuentra localizado en las siguientes coordenadas UTM WGS-84.

Punto de partida ubicado en el sector “Colonia Velasco” cuyas coordenadas son:

9983268.1657 Norte 701840.0414 Este 480.552 m.s.n.m Cota

Punto de llegada ubicado en el kilómetro 7.5 de la vía en mención, cuyas coordenadas son:

9984476.5983 Norte 703740.8093 Este 492.997 m.s.n.m Cota

4.4 Condiciones climáticas

En Santo Domingo de los Tsáchilas predomina el clima tropical megatérmico húmedo, el verano se caracteriza por presentar temperaturas bajas, las cuales transcurren en los meses de julio a diciembre.

El invierno se caracteriza por presentar temperaturas altas, las cuales transcurren desde los meses de enero hasta mayo.

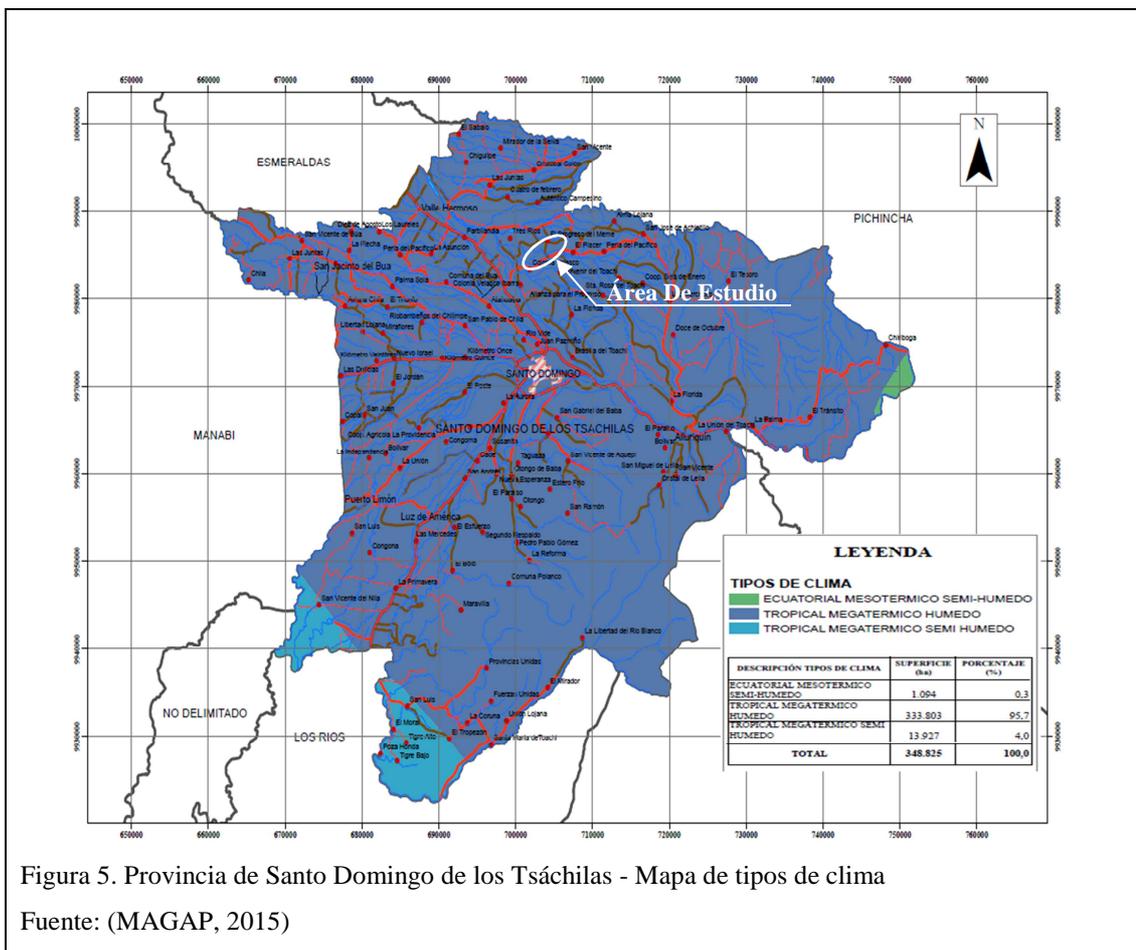


Figura 5. Provincia de Santo Domingo de los Tsáchilas - Mapa de tipos de clima

Fuente: (MAGAP, 2015)

Las condiciones climáticas dependen de la ubicación geográfica, la topografía, el tipo de cobertura vegetal y la época del año. Para el análisis del clima se han manejado datos de dos estaciones meteorológicas más cercanas al lugar de implantación de la vía; estación Santa Anita ubicada en la parroquia Santa Anita, y estación Puerto Ila ubicada en la parroquia Luz de América.

Tabla 23. Coordenadas geográficas estación Santa Anita

Código	Nombre	Coordenadas Geográficas		Altura (m.s.n.m)	Tipo
		Latitud	Longitud		
M348	Santa Anita	00°13'50"S	79°14'54"W	560	PV

Nota. Serie de anuarios meteorológicos 2000-2011. Fuente: (INAMHI)

Elaborado por: Victor Cando

Tabla 24. Coordenadas geográficas estación Puerto Ila

Código	Nombre	Coordenadas Geográficas		Altura (m.s.n.m)	Tipo
		Latitud	Longitud		
M026	Puerto Ila	00°28'34"S	79°20'20"W	0319	CP

Nota. Serie de anuarios meteorológicos 2000-2011. Fuente: (INAMHI)

Elaborado por: Victor Cando

4.4.1 Precipitación

La precipitación media anual de la ciudad de Santo Domingo de los Tsáchilas registrada por la estación Santa Anita es de 2200.4 mm, con un promedio anual de lluvia de 143 días.

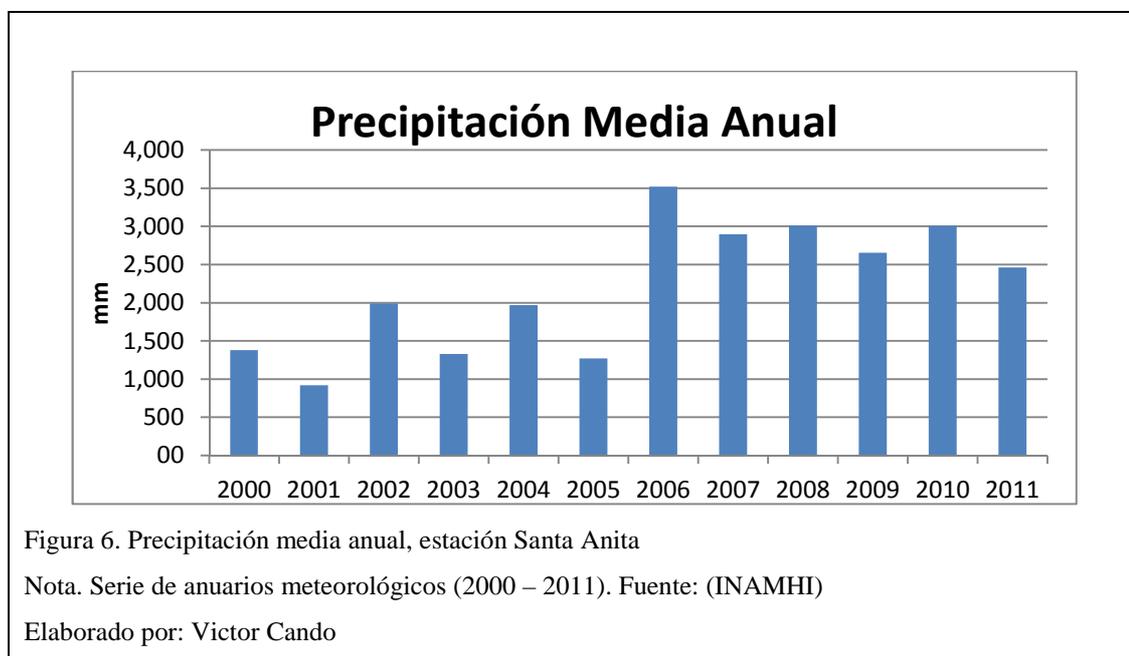


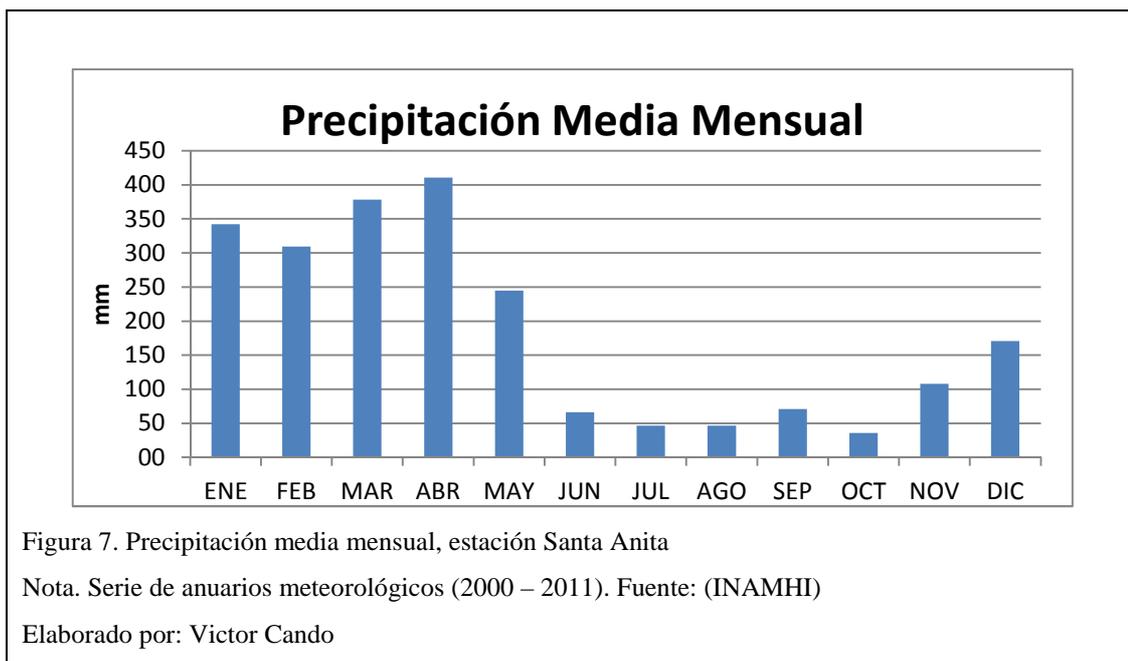
Figura 6. Precipitación media anual, estación Santa Anita

Nota. Serie de anuarios meteorológicos (2000 – 2011). Fuente: (INAMHI)

Elaborado por: Victor Cando

En la época invernal, desde el mes de enero hasta abril, se registran precipitaciones que van desde los 309.3 hasta los 410.5 mm/mes; mayo sobre los 200 mm/mes y diciembre sobre los 150 mm/mes.

En la época de verano desde los meses de junio a noviembre se tienen precipitaciones menores a 110 mm/mes.



En la época invernal, los días que registraron una lluvia moderada fueron de 85 días. Mientras que para la época de verano los días en los cuales no hubo presencia de lluvia fueron de 56 días.

4.4.2 Temperatura

Los datos registrados por la estación Puerto Ila, durante el periodo de 2000-2011, fue de 24,42 °C de temperatura media mensual. La temperatura máxima registrada es de 25.65 °C ocurrida en el mes de marzo y la mínima de 23.47 °C ocurrida en el mes de julio.

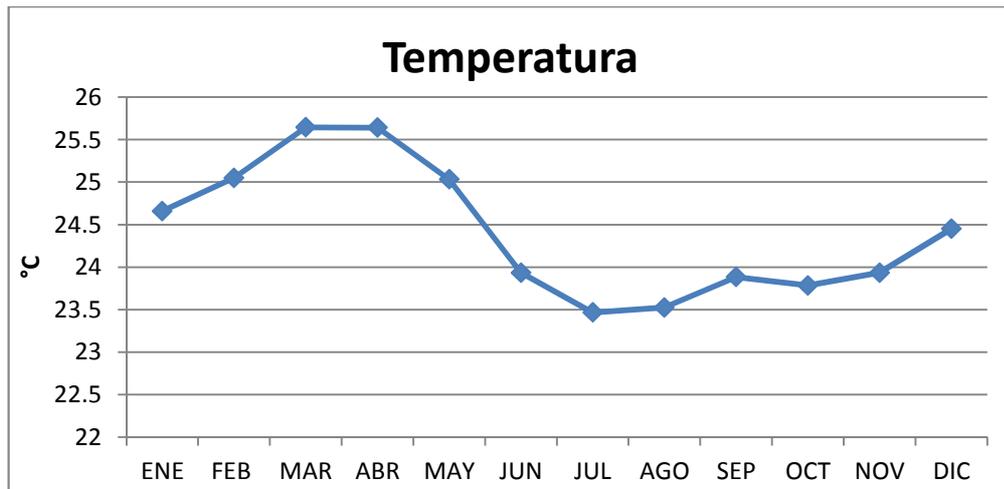


Figura 8. Temperatura media mensual estación Puerto Ila

Nota. Serie de anuarios meteorológicos (2000 – 2011). Fuente: (INAMHI)

Elaborado por: Victor Cando

4.4.3 Humedad relativa

La humedad relativa media mensual es de 87,4%, con variaciones menores al 4%.

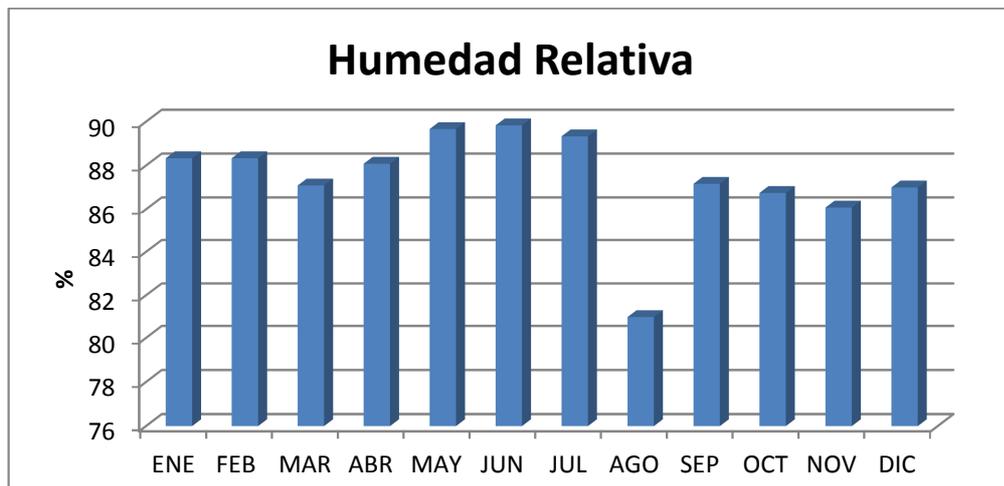


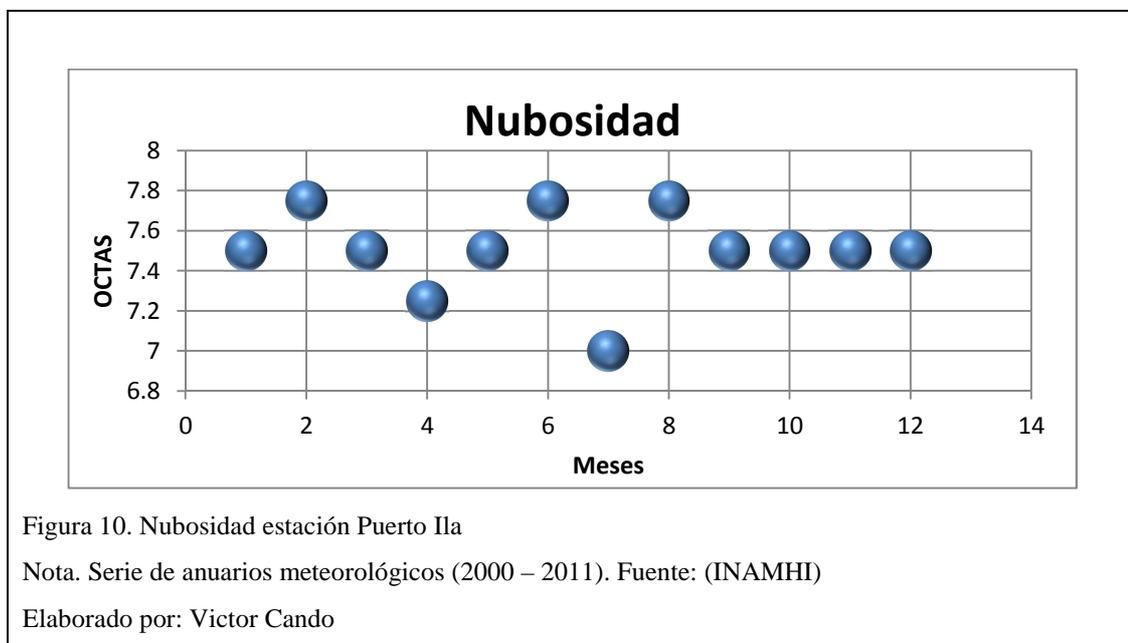
Figura 9. Humedad relativa estación Puerto Ila

Nota. Serie de anuarios meteorológicos (2000 – 2011). Fuente: (INAMHI)

Elaborado por: Victor Cando

4.4.4 Nubosidad

La nubosidad promedio anual se encuentra alrededor de 8 octas, esta variable se presenta durante el año relativamente estable.



4.4.5 Velocidad del viento

Los vientos en Santo domingo de los Colorados tienen una media superior igual a los 3.5 m/s, con los mayores valores presentes entre los meses de julio y agosto, cuyas ráfagas pueden alcanzar velocidades de 40 m/s. En general la ausencia de los vientos esta por el orden del 45%, mientras que las direcciones predominantes son el oeste con 13%, oeste-suroeste 12.3%, sur-sureste 9,1% y sur con 4,4% las otras direcciones no superan el 3% (GAD Municipal de Santo Domingo, 2014, p. 34).

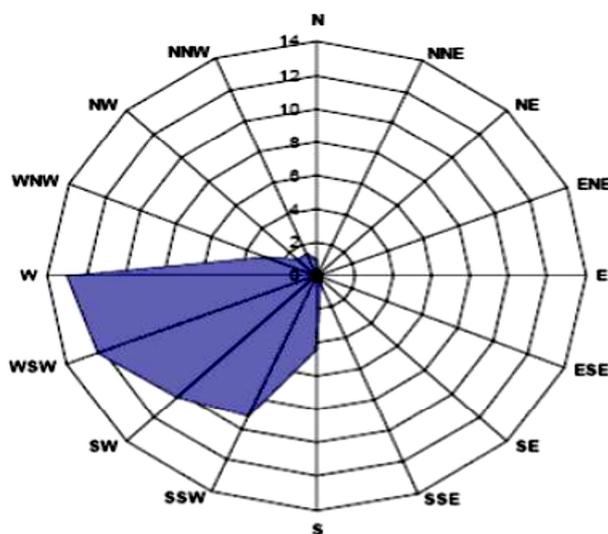


Figura 11. Dirección y velocidad del viento

Nota. Serie de anuarios meteorológicos (2000 – 2011). Fuente: (INAMHI)

Elaborado por: Victor Cando

4.5 Geomorfología

Los paisaje dominantes y que están distribuidos en las cercanías al proyecto, corresponden a la gran extensión de campos agrícolas que se ubican alrededor de este. En el área de implantación del proyecto la geomorfología se correlaciona con el área ocupada por las formaciones geológicas.

La primera unidad geomorfológica corresponde a la formación San Tadeo que aflora al este del río Toachi, “constituida de material piroclástico, conglomerados volcánicos y flujos de lodos. Estos incluyen los denominados lahares, flujos de roca y lodo, avalanchas y/o corrientes de lodo” (Ministerio de Transporte y Obras Públicas, 2013, p. 6), probablemente derivados de la actividad holocénica del Guagua Pichincha. (Ver figura 12).

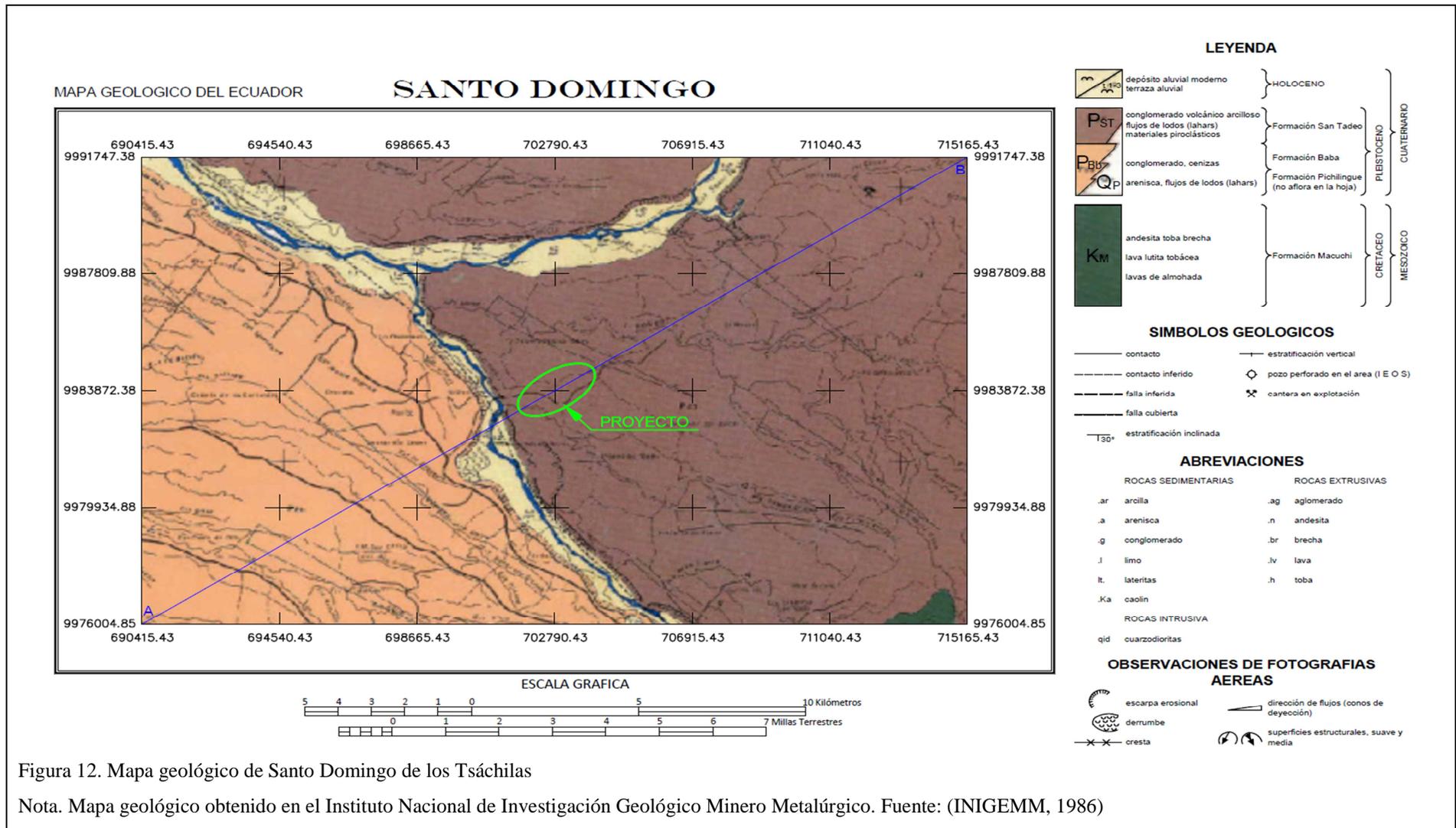
De igual manera se suman aquellos depósitos de carácter superficial, de morfología plana, con espesores estimados entre 200 y 300 metros, constituidos de guijarros y cantos rodados, probablemente estratificados en matriz areno-limosa separados en varios sectores entre los ríos Toachi y Mulaute. Cabe mencionar que cerca al área del proyecto se presenta un cono de deyección con dirección de flujo S-E.

4.6 Tectónica y estructura geológica

La tectónica y estructura geológica son importantes en la morfología del proyecto.

De la revisión de los documentos cartográficos y mapa geológico de la provincia de Santo Domingo de los Tsachilas a escala 1:100.000 se ha podido identificar la presencia de una falla geológica que pudiere poner en riesgo la estabilidad de nuestro proyecto.

Uno de los primeros rasgos tectónicos en ser reconocido cerca al área del proyecto es el linchamiento Toachi, la cual es una falla cubierta grande que corre en dirección NNW – SSE; fracturamientos intensos son visibles en los afloramientos a lo largo del río Toachi, como escarpa erosional y derrumbe presentes a ambos márgenes del río. (Ver figura 12).



4.7 Hidrogeología

Dentro de las unidades hidrológicas región costa, nuestro proyecto, se encuentra dentro de la Unidad Hidrológica la Concordia; esta unidad se caracteriza por presentar una cobertura sedimentaria de origen marina depositada en el Terciario, los sedimentos cuaternarios cubren el 60% de la Unidad, la profundidad del nivel freático es de 5 a 15 m. y las vertientes tienen caudales de 0.2 l/s a 8 l/s. esta unidad tiene forma irregular trapezoidal con una superficie de 5.386 Km² aproximadamente. Unidad litológica de permeabilidad baja Formación San Tadeo (Pst en el mapa de litopermeabilidades). Las litologías que presentan esta permeabilidad, son sedimentos clásticos consolidados o no consolidados del Cuaternario, representados por productos laháricos, constituidos de material piroclástico, aglomerado y flujos de lodo; estos depósitos afloran extensamente en la Costa y el Oriente. Se trata de una unidad permeable por porosidad intergranular (Ministerio de Transporte y Obras Públicas, 2013, p. 8).

En la siguiente figura se presenta el mapa de litopermeabilidades de la Unidad la Concordia de la zona en estudio y su leyenda correspondiente.

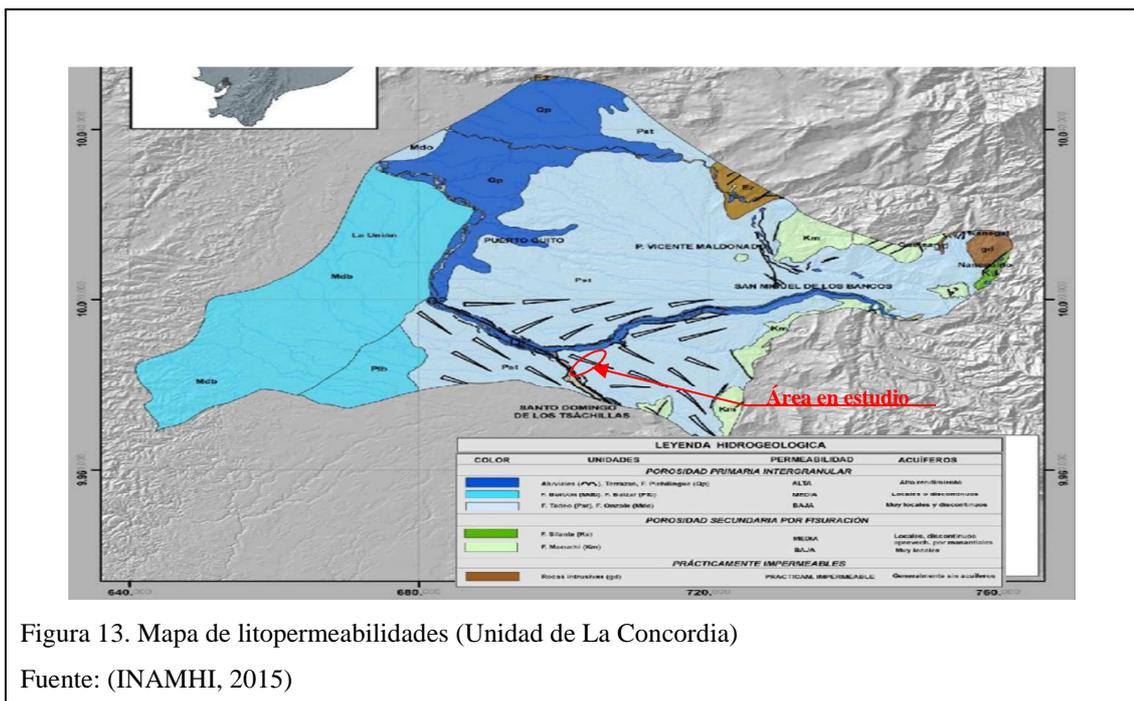


Figura 13. Mapa de litopermeabilidades (Unidad de La Concordia)

Fuente: (INAMHI, 2015)

4.8 Riesgos naturales

Los riesgos naturales que afectan directamente el proyecto en estudio en orden de importancia son peligros por inundación y sísmicos.

4.8.1 Susceptibilidad a inundaciones

El principal riesgo que se presenta cerca al área del proyecto es la inundación presente en dos sectores.

En la figura 14, se puede observar que el primer sector es en el río Blanco al norte de la provincia afectando a los cantones Santo Domingo de los Colorados (sitio en donde se ubica nuestro proyecto) y al cantón Alluriquín; y al sureste el río Toachi, afectando de igual manera a los cantones Santo Domingo de los Colorados y Alluriquín.

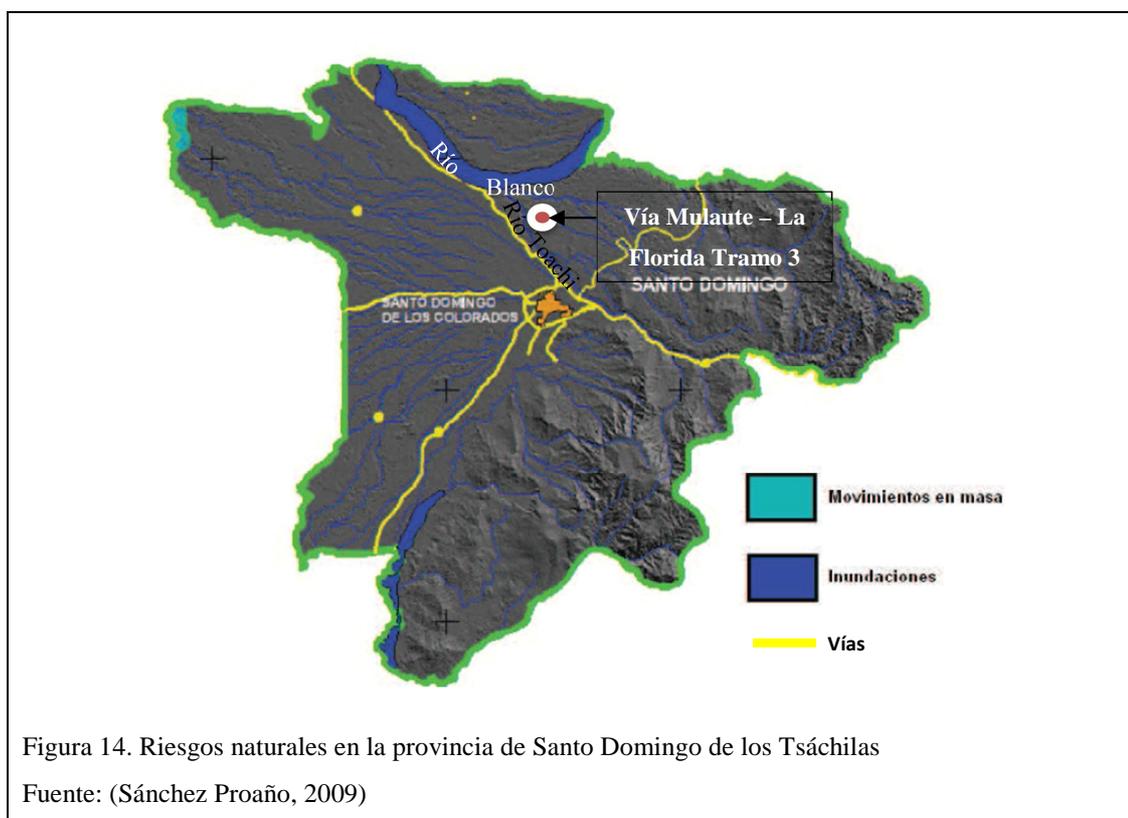


Figura 14. Riesgos naturales en la provincia de Santo Domingo de los Tsáchilas

Fuente: (Sánchez Proaño, 2009)

4.8.2 Susceptibilidad sísmica.

Geográficamente, el Ecuador se encuentra ubicado en una de las regiones de América Latina que presenta altos grados de sismos, razón por la cual se podrían originar terremotos. La amenaza sísmica depende de la subducción de la placa de Nazca dentro de la placa sudamericana.

La figura 15 muestra que la posibilidad de sismo más pronunciado está en la zona cercana a la cordillera. Este riesgo se disminuye relativamente mientras el territorio se aproxima al oeste. El área de estudio sobre la cual se implantará nuestra vía se encuentra en una zona donde se ha registrado una sismicidad muy baja, por tal motivo se deberá tomar las medidas oportunas para la ejecución del proyecto y tener en cuenta los valores de la aceleración sísmica básica de diseño.

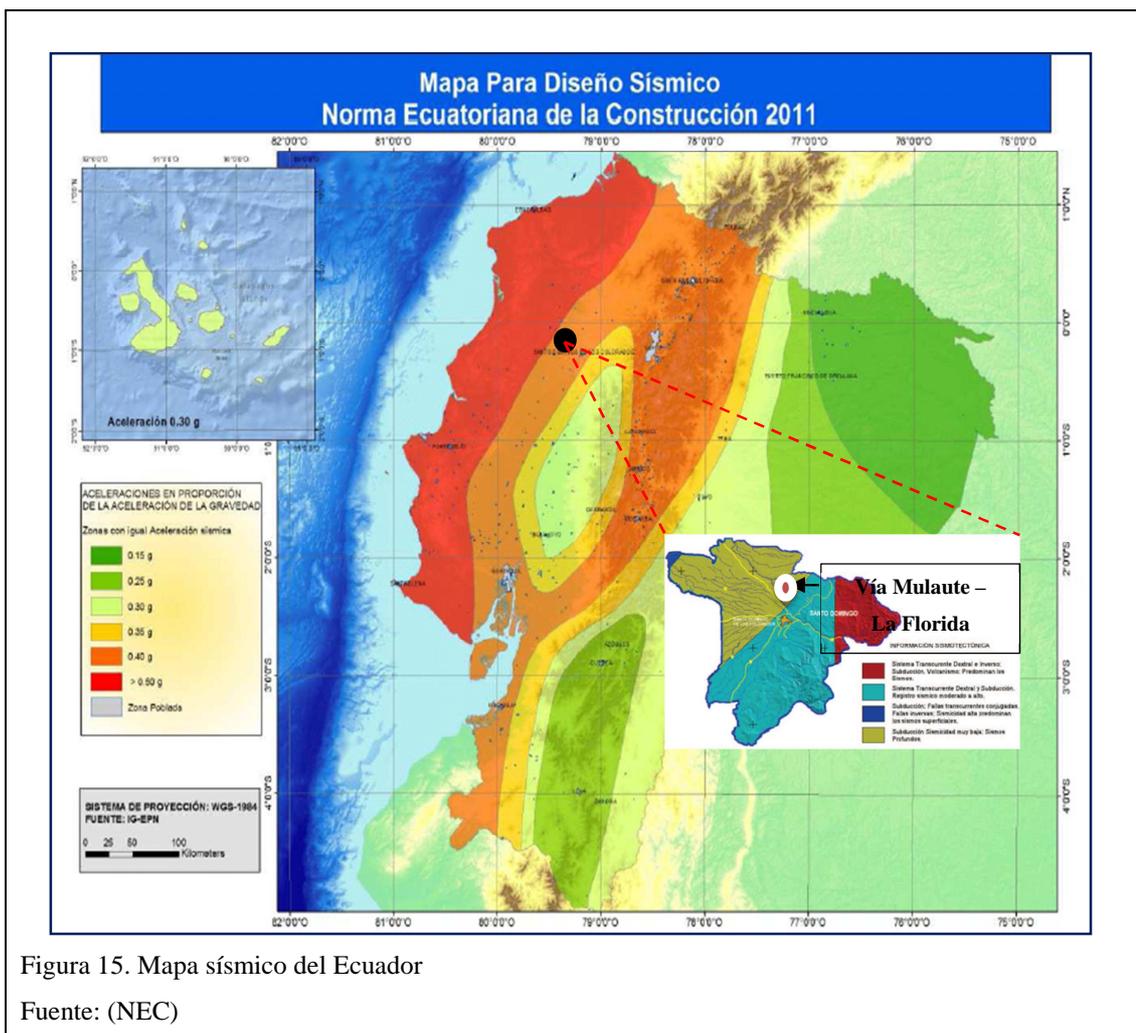


Figura 15. Mapa sísmico del Ecuador

Fuente: (NEC)

4.9 Formaciones geológicas y depósitos superficiales

El área del proyecto se encuentra cerca de una falla principal descrita anteriormente. Las formaciones geológicas del área del proyecto tienen edades Mesozoicas conformada por la formación Macuchi (andesita, toba, brecha, lava, ludita, tobácea, lavas de almohada) pertenecientes al Cretáceo; formación Baba (conglomerado, cenizas, arenisca, flujos de lodo) y San Tadeo (conglomerado volcánico arcilloso, flujos de lodo, material piroclástico) que cubre toda el área del proyecto, las dos pertenecientes al Pleistoceno, además de los depósitos aluvial moderno y terraza aluvial pertenecientes al Holoceno; tanto el Pleistoceno como el Holoceno pertenecen a la edad Cuaternaria.

De acuerdo al Mapa Geológico de Santo Domingo a escala 1:100 000, adquirido en el Instituto Nacional De Investigación Geológico Minero Metalúrgico (INIGEMM), a continuación se describen las formaciones geológicas presentes.

4.9.1 Formación Macuchi – Cretáceo (K_M)

“Comprende una secuencia litológica conformada por tobas como la roca más importante, seguido de areniscas volcánicas, limos turbiditas” (Ministerio de Transporte y Obras Públicas, 2013, p. 6) y lavas andesíticas, incluyendo brechas y en ocasiones sedimentos de grano fino.

4.9.2 Formación Baba – Pleistoceno (P_{Bb})

Consiste de bancos potentes de conglomerados de bloques mayores y gruesos en matriz areno-guijarrosa, flujos de lodos, capas de tobas aglomeráticas y cenizas generalmente de color café amarillento.

4.9.3 Formación SanTadeo – Pleistoceno (P_{ST})

Consiste de piroclastos, conglomerados volcánicos, y flujos de lodo que lubricados por una corriente de agua se deslizaron hacia la parte baja de los causes de los ríos, rellenando superficies preexistentes. “Estos incluyen los denominados lahares, flujos

de roca y lodo, probablemente derivados de la actividad holocénica del Guagua Pichincha” (Ministerio de Transporte y Obras Públicas, 2013, p. 6).

4.9.4 Depósitos aluviales y terrazas aluviales – Cuaternario (t-2)

Constituidos por arenas finas, gruesas y gravas de litología variable, localizados en los valles de los ríos actuales, particularmente en el río Toachi donde además terrazas aluviales ha sido separadas hasta un tercer nivel.

Todas estas deformaciones geológicas y depósitos superficiales, los podemos observar en el mapa geológico de Santo Domingo de los Tsáchilas (ver Figura 12).

En la siguiente figura, se da a conocer el perfil geológico a lo largo de la línea A-B trazada en la figura 12.

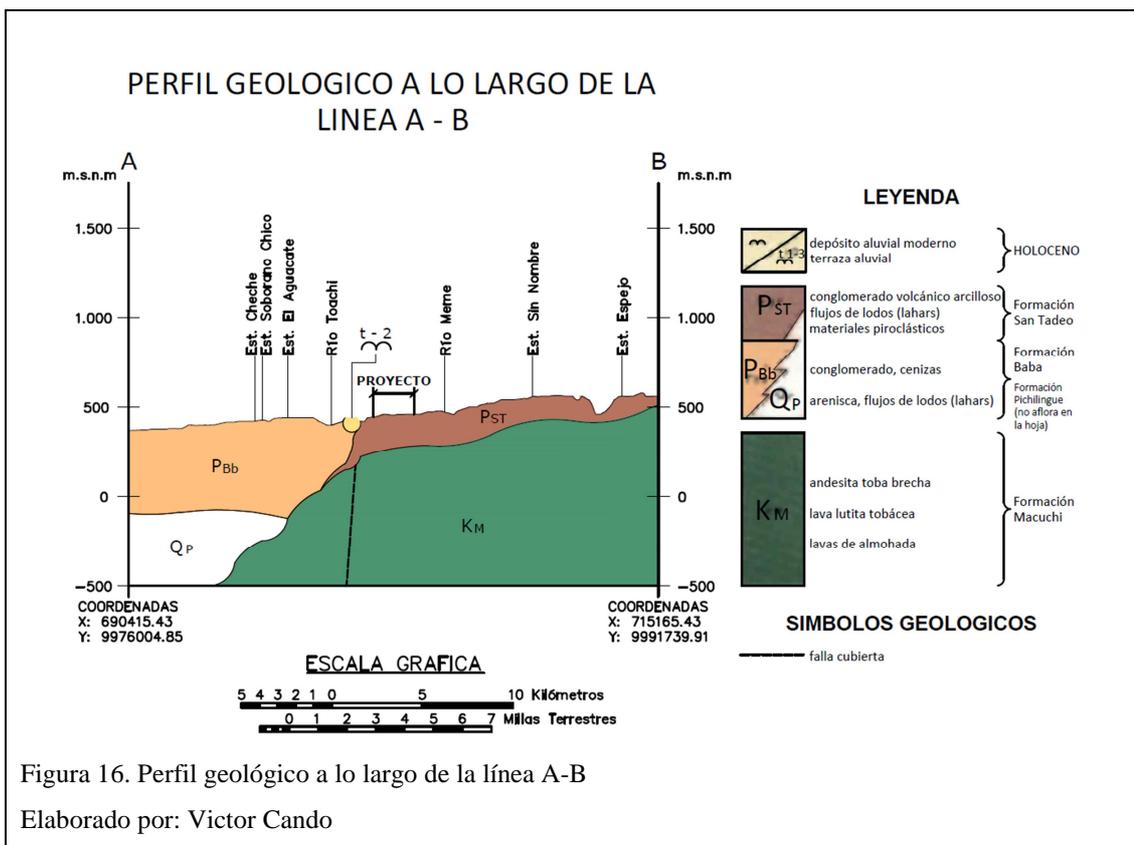


Figura 16. Perfil geológico a lo largo de la línea A-B

Elaborado por: Victor Cando

4.10 Trabajos de campo y laboratorio

A continuación se da a conocer los trabajos que se realizan para un estudio geotécnico-vial.

4.10.1 Trabajos de campo

Consiste en la ejecución de las siguientes actividades:

- Para evaluar el suelo de la subrasante se realizan calicatas ubicadas en sitios estratégicos y convenientes en conformidad con las normas del MOP; ejecutando al mismo tiempo:
 - Recolección de muestras de suelo de la subrasante entre 0.50 a 1.00, de 1.00 a 1.50 y de 1.50 a 2.00 metros de profundidad, con fines de realizar ensayos de clasificación AASHTO.
 - Toma de muestras alteradas del suelo, para determinar el CBR de laboratorio y luego el CBR de diseño (Universidad Politécnica Salesiana (Lab. de Suelos y Materiales), 2013, p. 9)

4.10.2 Trabajos de laboratorio

Con las muestras obtenidas en campo, desde las perforaciones, y posteriormente trasladadas al laboratorio, se realizan los siguientes ensayos:

- **Para clasificaciones AASHTO.**
 - Contenido de humedad natural (Norma ASTM D 2216), este ensayo permite determinar la cantidad de agua natural que tiene el suelo expresada como porcentaje en relación a la masa seca del suelo.
 - Granulometría por lavado y tamizado hasta la malla No. 200, (Norma ASTM D 422), este ensayo cubre la separación en tamaños de partículas por medio de tamizado.
 - Limite líquido (conocido también como uno de los Límites de Atterberg), el mismo que se encuentra establecido en la (Norma ASTM D 4318), y que permite determinar el valor de índice de

plasticidad, parámetro importante en el reconocimiento entre un limo y una arcilla.

- Limite plástico (otro de los Límites de Atterberg), el mismo que se encuentra establecido en la (Norma ASTM D 4318), y que permite determinar al igual que el anterior el índice de plasticidad, por diferencia entre los dos ($IP=LL-LP$).
- Clasificaciones de suelos AASHTO (Norma ASTM D 3282), estas prácticas cubren todos los ensayos anteriores para llegar a identificar a un determinado tipo de suelo por medio de un símbolo.

- **Para CBR de laboratorio**

Con las muestras alteradas obtenidas desde las calicatas practicadas en campo y posteriormente trasladadas a laboratorio se ejecuta:

- Compactación proctor modificado (Norma ASTM D 1557), este ensayo cubre la terminación del valor de la densidad seca máxima y la humedad óptima de compactación de laboratorio.
- CBR de laboratorio (Norma ASTM D 1883), este ensayo cubre la determinación del valor de soporte de la sub rasante en un suelo alterado y compactado a humedad óptima, para después de la saturación, obtener los valores de penetración para deformaciones patrones dados (Universidad Politécnica Salesiana (Lab. de Suelos y Materiales), 2013, pp. 10, 11, 12)

4.10.2.1 Clasificación de suelos AASHTO

American Association of State Highway and Transportation Officials más conocido por sus siglas como ASSHTO, clasifica a los suelos en 7 grupos, basándose en los ensayos de granulometría, limite líquido e índice de plasticidad.

Para suelos con el 35% o menos de finos tenemos:

A-1 = Gravas y arenas.

A-2 = Gravas limosas o arcillosas – Arenas limosas o arcillosas.

A-3 = Arenas finas.

Para suelo con más del 35% de finos tenemos:

A-4 y A-5 = Suelos limosos.

A-6 y A-7 = Suelos arcillosos.

La evaluación en cada grupo se realiza mediante un índice de grupo (IG), el cual se lo calcula a través de la siguiente fórmula:

$$IG = (F - 35)(0,2 + 0,005(LL - 40)) + 0,01(F - 15)(IP - 10)$$

Dónde:

F = Porcentaje que pasa por el tamiz N° 200 (0.075 mm), expresado en número entero.

LL = Límite líquido.

IP = Índice de plasticidad.

El índice de grupo se da a conocer en números enteros, y si es negativo su valor será igual a cero. Si se considera que el suelo no es plástico y no se puede determinar el límite líquido, el índice de grupo será igual a cero.

Para suelos granulares los índices de grupo generalmente están comprendidos entre 0 y 4, para suelos limosos entre 8 y 12, y para suelos arcillosos entre 11 y 20 o más.

El grupo en el que se clasifique incluyendo el índice de grupo será utilizado para evaluar la calidad relativa de los suelos utilizados para terraplenes, subrasante, sub-bases y bases.

De acuerdo a los estudios proporcionados por la Universidad Politécnica Salesiana a través de la Carrera De Ingeniería Civil, se determinó que en todo el trayecto del proyecto existe un suelo (A-7-5), que corresponde a un suelo arcilloso.

4.10.2.2 Clasificación de suelos SUCS

El método SUCS presenta varias nomenclaturas; para suelos granulares las siglas son: G (grava), S (arena); W (bien graduada), P (mal graduada)

Para suelos finos la nomenclatura es: M (limo), C (arcilla); H (alta compresibilidad), L (baja compresibilidad)

Y para los suelos orgánicos la sigla es Pt (turba).

De acuerdo a los estudios proporcionados por la Universidad Politécnica Salesiana a través de la Carrera De Ingeniería Civil, se determinó que en todo el trayecto del proyecto existe un suelo (MH), que corresponde a un limo de alta compresibilidad.

4.10.2.3 Perfiles estratigráficos para la clasificación AASHTO y SUCS

Mediante la información topográfica y el estudio de suelos proporcionados por la Universidad Politécnica Salesiana a través de la Carrera de Ingeniería Civil, se procede a realizar los perfiles estratigráficos para clasificar el suelo de nuestra subrasante de acuerdo a los sistemas AASHTO y SUCS como se indica en las siguientes figuras:

PERFIL ESTRATIGRÁFICO CLASIFICACIÓN ASSHTO

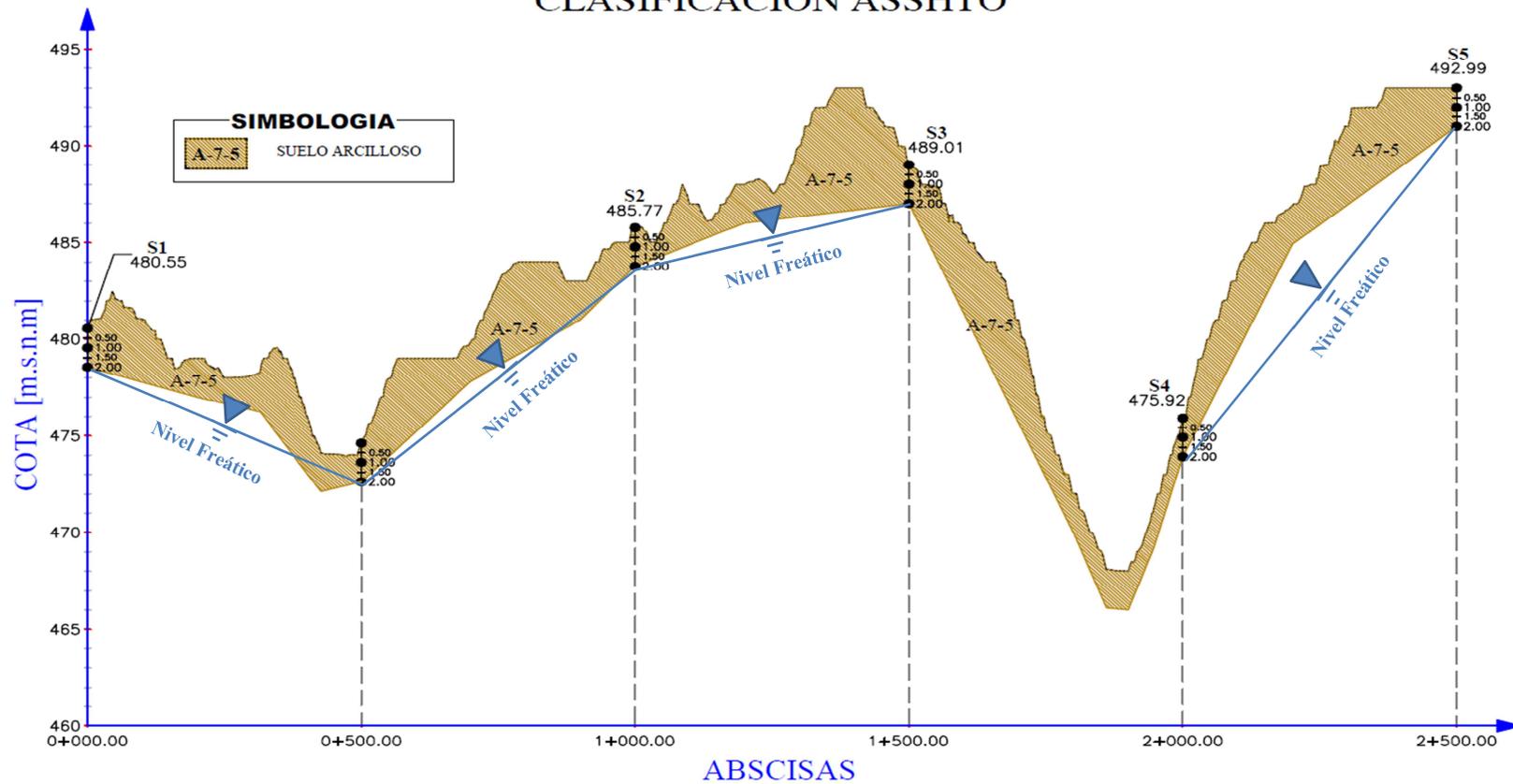


Figura 17. Perfil estratigráfico, clasificación del suelo de acuerdo al sistema AASHTO

Elaborado por: Victor Cando

PERFIL ESTRATIGRÁFICO CLASIFICACIÓN SUCS

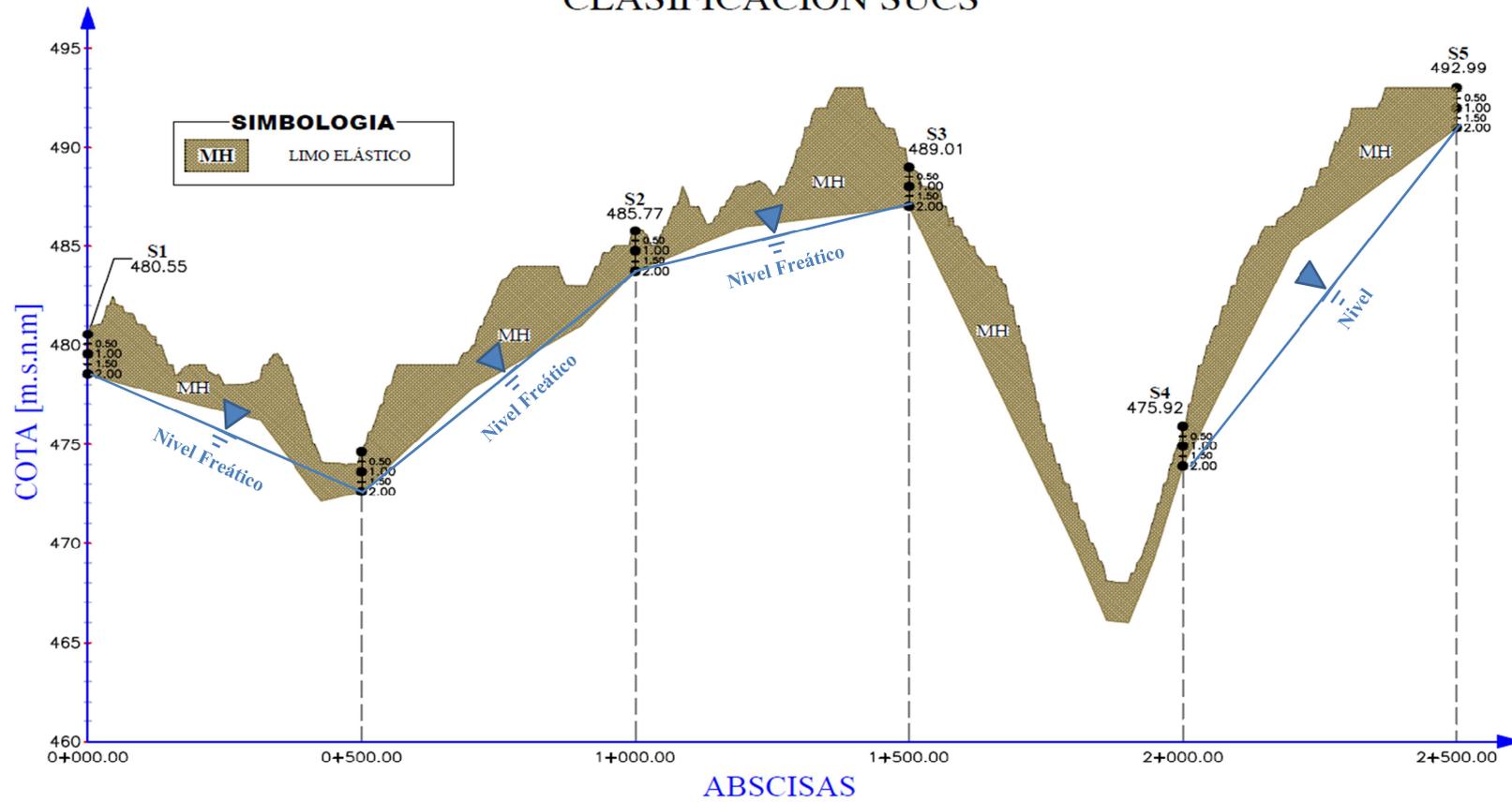


Figura 18. Perfil estratigráfico, clasificación del suelo de acuerdo al sistema SUCS

Elaborado por: Victor Cando

4.10.2.4 Nivel freático (N.F.)

Corresponde al nivel superior de un acuífero; a menudo en este nivel la presión de agua del acuífero es igual a la presión atmosférica, y sus resultados se utilizan para estimar las condiciones de su presencia. De acuerdo a los cinco sondeos realizados, existe la presencia de aguas subterráneas a una profundidad de 2.0 metros medida desde la rasante tal como se indica en la siguiente tabla:

Tabla 25. Nivel freático

Sondeo	S1	S2	S3	S4	S5
Abscisa	0+000.00	1+000.00	1+500.00	2+000.00	2+500.00
Cota [m.s.n.m]	480.55	485.77	489.01	475.92	492.99
Nivel freático (Prof. m)	2.00	2.00	2.00	2.00	2.00

Elaborado por: Victor Cando

4.11 Propiedades físicas de la subrasante

4.11.1 California Bearing Ratio (CBR)

Conocido por sus siglas como CBR, “este ensayo mide la resistencia al corte (esfuerzo cortante) de un suelo bajo condiciones de humedad y densidad controladas; se aplica para la evaluación de suelos de subrasante, algunos materiales de sub-bases y bases granulares” (Ramos Lachi, 2008); la ASTM norma a este ensayo con el número ASTM D 1883.

Con el resultado del CBR se puede clasificar el suelo de acuerdo a la siguiente tabla.

Tabla 26. Clasificación del suelo de acuerdo al CBR

CBR	Clasificación
0 - 5	Subrasante muy mala
5 - 10	Subrasante mala
10 - 20	Subrasante regular a buena
20 - 30	Subrasante muy buena
30 - 50	Sub base buena
50 - 80	Base buena
80 - 100	Base muy buena

Fuente: (Ramos Lachi, 2008)

El número CBR se obtiene como la relación de la carga unitaria en Kg. /cm² (libras por pulgadas cuadrada, (psi)) necesaria para lograr una cierta profundidad de penetración del pistón (con un área de 19.4 centímetros cuadrados) dentro de la muestra compactada de suelo a un contenido de humedad y densidad dadas con respecto a la carga unitaria patrón requerida para obtener la misma profundidad de penetración en una muestra estándar de material triturado, en ecuación, esto se expresa (Ramos Lachi, 2008).

$$\text{CBR} = \frac{\text{Carga unitaria de ensayo}}{\text{Carga unitaria patrón}} \times 100$$

En la siguiente tabla se indican los valores que deben utilizarse en la ecuación.

Tabla 27. Valores de carga unitaria

Penetración		Carga unitaria patrón		
mm	pulgada	Mpa	Kg/cm ²	psi
2.54	0.1	6.90	70.00	1000
5.08	0.2	10.30	105.00	1500
7.62	0.3	13.10	133.00	1900
10.16	0.4	15.80	162.00	2300
12.70	0.5	17.90	183.00	2600

Fuente: (Ramos Lachi, 2008)

El número CBR usualmente se basa en la relación de carga para una penetración de 2.54 mm (0,1”), sin embargo, si el valor del CBR para una penetración de 5.08 mm (0,2”) es mayor, dicho valor debe aceptarse como valor final de CBR (Ramos Lachi, 2008)

El ensayo de CBR se utiliza para establecer una relación entre el comportamiento de los suelos principalmente utilizados como bases y sub-rasantes bajo el pavimento de carreteras y aeropistas; la siguiente tabla nos da a conocer una clasificación típica de los suelos para infraestructura de pavimentos de acuerdo al valor de CBR.

Tabla 28. Clasificación de suelos para infraestructura de pavimentos

CBR	Clasificación general	Usos	Sistema de clasificación	
			Unificado	AASHTO
0 - 3	muy pobre	subrasante	OH, CH, MH, OL	A5, A6, A7
3 - 7	pobre a regular	subrasante	OH, CH, MH, OL	A4, A5, A6, A7
7 - 20	regular	sub-base	OL, CL, ML, SC, SM, SP	A2, A4, A6, A7
20 - 50	bueno	base, sub-base	GM, GC, W, SM, SP, GP	A1b, A2-5, A3, A2-6
> 50	excelente	base	GW, GM	A1-a, A2-4, A3

Fuente: (Ramos Lachi, 2008)

El valor de CBR es un dato fundamental para el diseño de pavimentos de una carretera; en la siguiente tabla se da a conocer los valores de CBR proporcionados por la Universidad Politécnica Salesiana a través de la Carrera de Ingeniería Civil.

Tabla 29. CBR obtenidos

Tramo	Abscisa	CBR de diseño (%)
1	5+000.00	10
2	6+000.00	6
3	6+500.00	4
4	7+000.00	5
5	7+500.00	3

Elaborado por: Victor Cando

Los valores de CBR del proyecto se encuentran en un rango de [3 – 10] %; de acuerdo a la tabla 26 (la cual nos indica la clasificación del suelo de acuerdo al CBR), podemos concluir que el suelo de nuestra sub-rasante es malo.

Para determinar el CBR de diseño de la subrasante se utilizan los CBR's de laboratorio en estado compacto y sumergido. Con estos resultados se determinará el percentil 85 para obtener el CBR de diseño.

Tabla 30. Cálculo del percentil

Resultado de ensayos		Análisis			
N°	CBR	CBR de < a > frecuencia	Frecuencia	N° ensayos = o >	Percentil
1	10	3	1	5	100
2	6	4	1	4	80

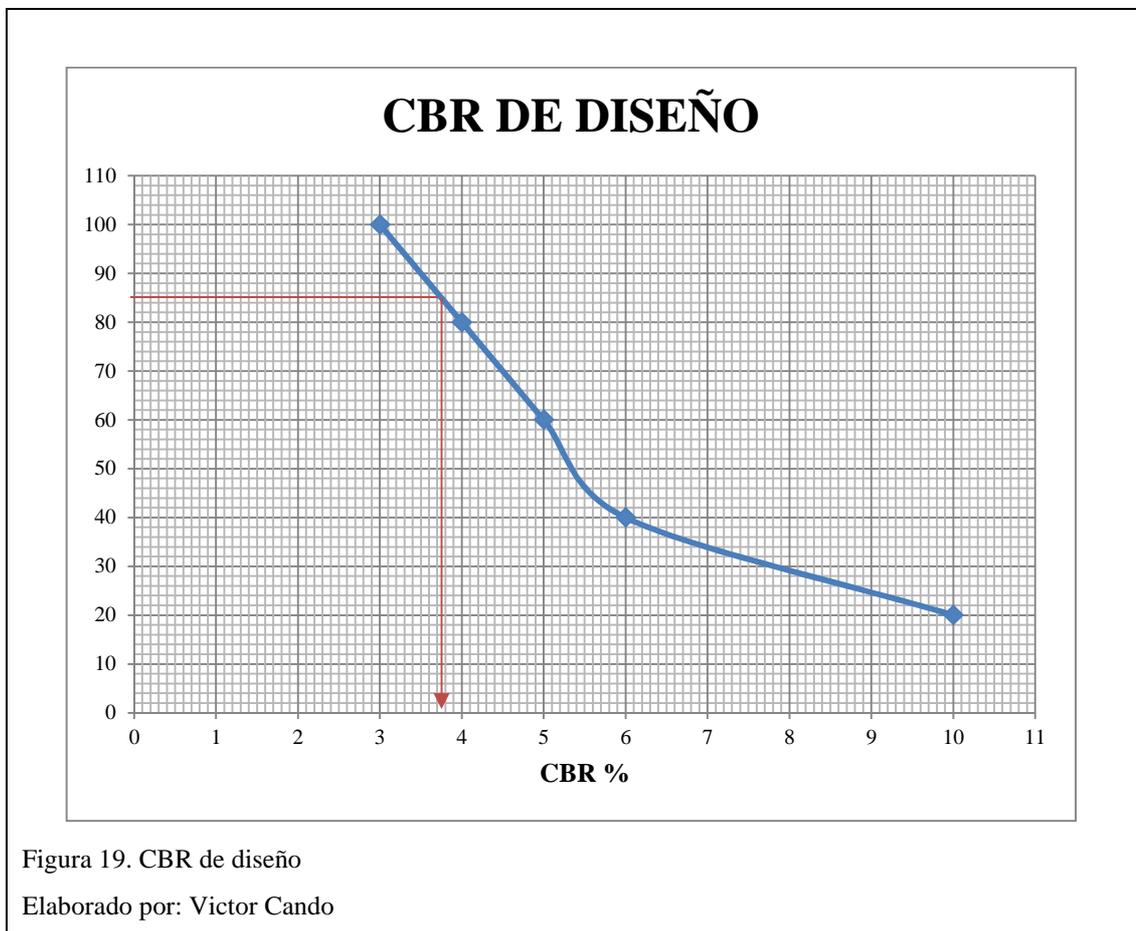
Continúa...

Tabla 30. Cálculo del percentil

(Continuación...)

Resultado de ensayos		Análisis			
N°	CBR	CBR de < a > frecuencia	Frecuencia	N° ensayos = o >	Percentil
3	4	5	1	3	60
4	5	6	1	2	40
5	3	10	1	1	20
			5		
Percentil	CBR de diseño	Observaciones			
95		El percentil de diseño es del 85%, por lo tanto el CBR de diseño es 3.75%			
90					
85	3.75%				

Elaborado por: Victor Cando



4.12 Diseño de la estructura vial (Pavimento flexible)

Las capas que intervienen en la estructura del pavimento son:

4.12.1 Subrasante

Para el diseño de pavimentos flexibles se debe obtener como dato el módulo resiliente (M_r) de la sub-rasante, en este sentido, la guía de diseño AASTHO-93 ha propuesto correlaciones que determinan el M_r a partir de ensayos de CBR.

A continuación se indican las principales:

- Si $CBR \leq 7.2\%$ $M_r = 1500 * CBR$ [psi]
- Si $7.2 > CBR \leq 20\%$ $M_r = 3000 * CBR^{0.65}$ [psi]
- Si $CBR > 20\%$ $M_r = 4326 * \ln CBR + 241$ [psi]

Para CBR de diseño = 3.75%

$$M_r = 1500 \times CBR$$

$$M_r = 1500 \times 3.75$$

$$M_r = 5625 \text{ psi}$$

4.12.2 Material de mejoramiento

Cuando se presentan subrasantes clasificadas entre muy pobres y pobres (con un $CBR < 6\%$), es recomendable eliminar el material inadecuado y reemplazarlo con un material granular con un CBR mayor al 10%, esto permitirá utilizar una gama de materiales de la zona de bajo costo.

De acuerdo a las especificaciones generales del MOP-001-F-2002, la parte del material que pase por el tamiz N° 40 (0.425 mm) deberá tener:

- Índice de plasticidad no mayor de 9.

- Límite líquido hasta 35%.
- CBR mínimo = 20.00%.

4.12.3 Material de sub-base

De acuerdo a las especificaciones generales del MOP-001-F-2002, la parte del material que pase por el tamiz N° 40 (0.425 mm) deberá tener:

- Índice de plasticidad menor que 6.
- Límite líquido máximo de 25%.
- CBR mínimo = 30.00%.

4.12.4 Material de base

De acuerdo a las especificaciones generales del MOP-001-F-2002, la parte del material que pase el tamiz N° 40 (0.425 mm) deberá tener:

- Índice de plasticidad menor que 6
- Límite líquido menor de 25%
- CBR mínimo = 80.00%

4.13 Diseño de la estructura vial (Pavimento rígido)

A más de las especificaciones generales descritas por el MOP-001-F-2002, se considera tomar en cuenta los requisitos y recomendaciones generales del ICPA (Instituto del Cemento Portland Argentino).

4.13.1 Subrasante

“La resistencia de la subrasante se valora mediante su módulo de reacción. La incorporación de una sub-base al pavimento incrementa significativamente el módulo de reacción combinado subrasante/sub-base” (Ing. Calo, 2008, p. 17).

El espesor de calzada de hormigón de diseño es relativamente poco sensible a la rigidez de su apoyo por lo que no es una decisión adecuada incrementar la resistencia o el espesor de la sub-base con el fin de reducir el espesor de calzada (Ing. Calo, 2008, p. 17).

4.13.2 Material de sub-base

El empleo de una sub-base es necesario cuando:

- “Cuando la combinación de suelos de subrasante, disponibilidad de agua y tránsito pesado prevé riesgo de bombeo y la presencia de deterioros asociados a la misma” (Ing. Calo, 2008, p. 16).
- “Cuando se requiere garantizar un apoyo uniforme y estable al pavimento o para facilitar las tereas constructivas” (Ing. Calo, 2008, p. 16).

El criterio principal para emplear una sub-base granular en un pavimento de hormigón es el de limitar el contenido de finos que pasan el tamiz # 200. Si el material cuenta con excesivos contenidos de finos, la capa puede almacenar agua encontrándose disponible para la erosión por bombeo (Ing. Calo, 2008, p. 19).

Requisitos generales:

- Espesor mínimo: 10 cm.
- Tamaño máximo: $< 1/3$ del espesor.
- P200: $< 15\%$.
- Desgaste por abrasión: $< 50\%$.

Recomendaciones:

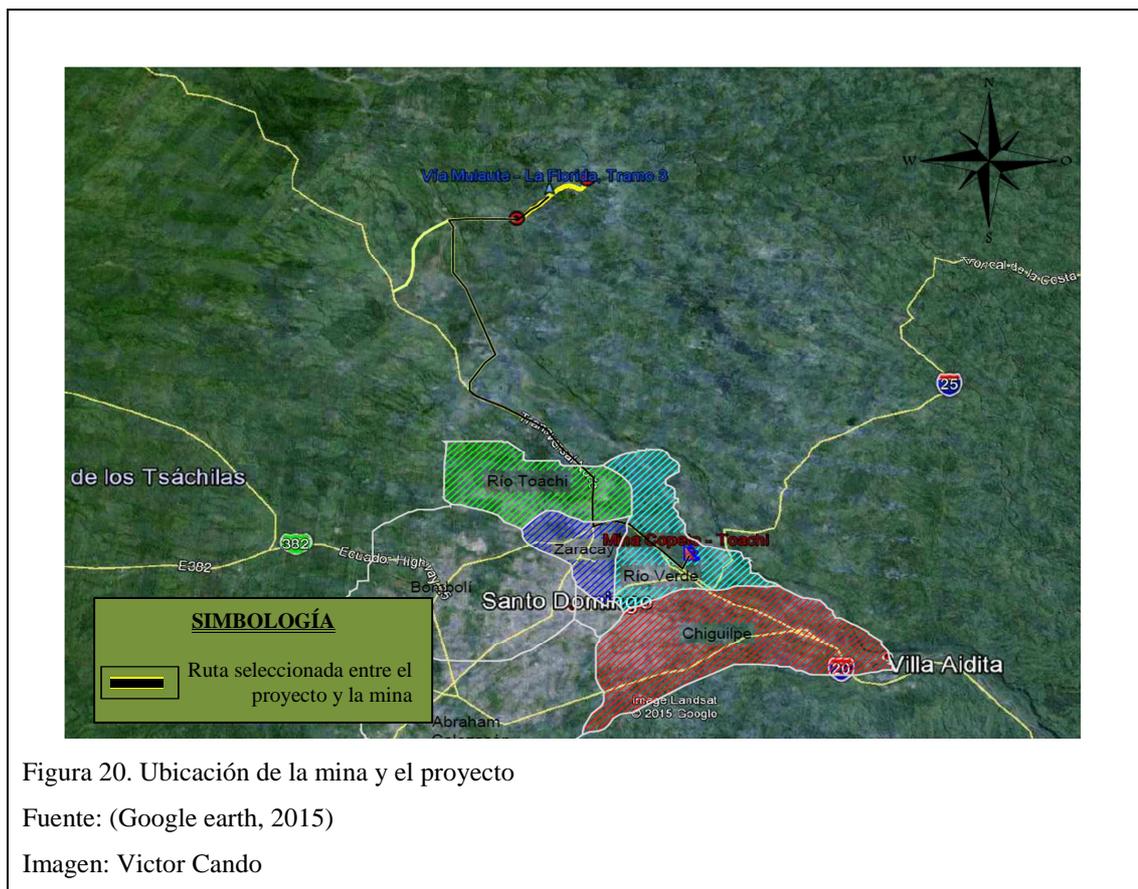
- No emplear espesores mayores de 15 cm.
- Deberá especificarse una densidad mínima del 98%.

4.14 Fuente de material pétreo

La mina Copeto Cia. Ltda. – Compañía Pétreos del Toachi se encuentra ubicada al sur-este del proyecto, a una distancia de 16.4 Km desde el centro de gravedad de la vía en estudio.

4.14.1 Localización de la mina Copeto Cia. Ltda

País: Ecuador
Provincia: Santo Domingo de los Tsáchilas
Cantón: Santo Domingo
Parroquia: Río Verde



4.14.2 Calificación de los materiales de la Mina Copeto – Toachi

En base a ensayos de laboratorio, y a las especificaciones generales para la construcción de caminos establecidas por el MOP-001-F-2002, se da a conocer si los

materiales de la mina son aptos para conformar las distintas capas de la estructura del pavimento.

Para esto, el laboratorio de suelos y materiales de la Universidad Politécnica Salesiana, realizó una serie de ensayos a las muestras de agregado grueso y agregado fino proveniente de la mina; estos ensayos fueron:

- Granulometría agregado grueso y fino para hormigones.
- Ensayo de abrasión del agregado grueso.
- Desgaste por la acción de sulfatos en agregados.
- % deleterios (Terrones de arcilla y partículas deleznable).

En la siguiente tabla se da a conocer los resultados de los ensayos realizados.

Tabla 31. Resultados de los ensayos realizados a los materiales de la Mina Copeto-Toachi.

ENSAYO DE GRANULOMETRÍA														
Granulometría completa														
Tamiz No.	3"	2"	1 1/2"	1"	3/4"	1/2"	3/8"	No. 4	8	16	30	50	100	200
% Que pasa	100	84	78	65	59	54	52	47	43	35	23	10	3	1
Granulometría agregado grueso														
Tamiz No.	1"	3/4"	1/2"	3/8"	No. 4	8	10	16	30	40	50	80	100	200
% Que pasa		100	32	13	2	1		1	1		1		1	1
Granulometría agregado fino 1 (Polvo de piedra)														
Tamiz No.	1"	3/4"	1/2"	3/8"	No. 4	8	10	16	30	40	50	80	100	200
% Que pasa				100	85	64		47	34		21		13	7
Granulometría agregado fino 2 (Arena natural)														
Tamiz No.	1"	3/4"	1/2"	3/8"	No. 4	8	10	16	30	40	50	80	100	200
% Que pasa				100	96	89		79	62		31		11	2
ENSAYO DE ABRASIÓN DEL AGREGADO GRUESO														
Abrasión									33.00%					
DESGASTE POR LA ACCIÓN DE SULFATOS														
Agregado	%desgaste agregado grueso				% de desgaste del agregado fino					% de desgaste total				
Agregado grueso	0.88				0.00					0.88				
Agregado fino 1	0.78				2.47					3.25				
Agregado fino 2	0.00				7.79					7.79				
PORCENTAJE DELETERIOS (TERRONES DE ARCILLA Y PARTÍCULAS DELEZNABLES)														
Agregado	% deleterios (fino)				% deleterios (intermedio)					% deleterios (grueso)				
Agregado grueso	---				0.13					0.57				
Agregado fino*	1.04				1.23					---				
Agregado fino**	1.15				1.81					---				

Fuente: (Universidad Politécnica Salesiana (Lab. de Suelos y Materiales), 2015)

Tabla 32. Especificaciones técnicas

GRANULOMETRÍA			
De acuerdo a las especificaciones MOP-001-F-2002, se considerará al material como: Sub-base de clase 2; Base de agregados Clase 1 Tipo A; capa de rodadura tipo A. Para hormigones la NTE INEN 0872: Áridos Para Hormigón. Requisitos, se considera al material como árido grueso de grado F (19-4.75mm), y el árido fino cumple con los requisitos de gradación.			
ABRASIÓN			
De acuerdo con las especificaciones generales MOP-001-F-2002, los agregados que se empleen para sub-base, bases, mezclas asfálticas y hormigones deberán cumplir con los siguientes porcentajes de desgaste por abrasión:			
Sub-base: Máx. de 50%	Base: Menor del 40%	M. Asfálticas: Máx. 40%	Hormigón: Máx. de 50%
DESGASTE POR LA ACCIÓN DE SULFATOS			
De acuerdo a la NTE INEN 0872, los límites para las sustancias perjudiciales en los áridos para el hormigón son: Para el árido grueso el % máximo en masa si se utiliza sulfato de magnesio es 18, y si se utiliza sulfato de sodio es 12. Para el árido fino el % máximo en masa si se utiliza sulfato de magnesio es 15, y si se utiliza sulfato de sodio es 10.			
PORCENTAJE DELETERIOS (TERRONES DE ARCILLA Y PARTÍCULAS DELEZNABLES)			
Sustancia perjudicial (Más fino que el tamiz INEN 75µm - No.200)	Porcentaje máximo en masa		
	Agregado grueso	Agregado fino	
a) Para hormigón sometido a abrasión	1	3	
b) Para cualquier otro hormigón	1		

Fuente: (MOP-001-F-2002, 2002) & (INEN, 2011)

Por lo tanto, el material de la Mina Copeto Cía. Ltda – Compañía Pétreos del Toachi, califica para ser utilizado en la conformación de la estructura de pavimentos como:

- Material de mejoramiento.
- Material de sub-base.
- Material de base.
- Material para mezclas asfálticas.
- Hormigones.

Además cabe recalcar que todo el material que se procesa en la cantera de la compañía Pétreos del Toachi se extrae de las orillas del río Toachi; material que se origina de depósitos aluviales y terrazas aluviales.

Los resultados de los ensayos de laboratorio realizados a los materiales pétreos del Toachi se pueden observar en el Anexo 4.

CAPÍTULO 5

DISEÑO DE PAVIMENTOS

5.1 Generalidades

El diseño de pavimentos consiste en fundar una estructura para un tiempo de vida dado, bajo las condiciones del tránsito y el medio ambiente; en este proceso intervienen algunos elementos como son los materiales y procedimientos de construcción, los espesores de la estructura del pavimento y el mantenimiento, los cuales son factores determinantes para que la estructura del pavimento presente un buen comportamiento.

El diseño de pavimentos tanto flexible como rígido se realizará aplicando metodología AASHTO-93.

5.2 Objetivos

- Dimensionar los espesores de la estructura vial del pavimento en dos alternativas, flexible y rígido.
- Realizar el análisis de viabilidad técnico – económico de las dos alternativas propuestas en este proyecto.

5.3 Diseño de pavimentos por el método ASSHTO 1993

5.3.1 Pavimento flexible

El diseño de pavimentos flexibles involucra el análisis de diversos parámetros dentro de los cuales se incluyen: limitaciones de tiempo (comportamiento y periodo de análisis), tráfico, confiabilidad y efectos ambientales. Todos estos parámetros son necesarios para predecir un comportamiento confiable de la estructura del pavimento.

Para el método de diseño AASHTO 93 la fórmula de diseño es:

$$\log_{10} W_{t_{18}} = Z_r * S_o + 9.36 * \log_{10}(SN + 1) - 0.20 + \frac{\log_{10} \left(\frac{\Delta PSI}{4.2 - 1.5} \right)}{0.4 + \frac{1094}{(SN + 1)^{5.19}}} + 2.32 * \log_{10} Mr - 8.07$$

Dónde:

W_{t18}: Número de repeticiones de cargas equivalentes de 18 kips. (8.2 Ton) acumuladas en el periodo de diseño.

Z_r: Desviación normal.

S_o: Desviación estándar.

SN: Número estructural [pulg].

ΔPSI: Perdida de serviciabilidad.

Mr: Módulo resiliente de la subrasante [psi].

5.3.1.1 Variables de diseño

A continuación se describen cada una de las variables que considera el método ASSHTO-93, para finalmente establecer los espesores de cada una de las capas de la estructura del pavimento.

5.3.1.1.1 Periodo de diseño

Dentro del cual se consideran dos variables como: el periodo de análisis y la vida útil del pavimento. El periodo de análisis es el tiempo que cada estrategia de diseño debe cubrir; y la vida útil es el periodo que media entre la construcción o la rehabilitación del pavimento y el momento en que este alcanza un grado de servicialidad mínimo.

El periodo de diseño empleado para la obtención de las estructuras del pavimento es de 20 años, considerando las tasas de crecimiento anual de tráfico, y los porcentajes para estimar los diferentes tipos de tráfico que se podrían generar con la ejecución del proyecto

5.3.1.1.2 Tránsito equivalente

De los estudios de tráfico desarrollados en el capítulo 3, el valor total de ejes equivalentes de diseño ($NT=Wt_{18}$) obtenido fue de 1 424 314.84 Ejes Equivalentes de 8.2 Ton \approx 1 424 315 Ejes Equivalentes de 8.2 Ton.

5.3.1.1.3 Nivel de confiabilidad (R)

El nivel de confiabilidad es uno de los parámetros importantes introducidos por la AASHTO para diseño de pavimentos, ya que establece un criterio que está relacionado con el desempeño del pavimento frente a las sollicitaciones exteriores. La confiabilidad se la puede definir como la probabilidad de que los problemas de fallas y deformaciones estén por debajo de los niveles permisibles. La importancia del camino, el tránsito de diseño pronosticado y la resistencia de cada capa, son los parámetros que se consideran para elegir este valor.

Tabla 33. Niveles de confiabilidad en función del tipo de vía

Clasificación funcional	Niveles recomendados	
	Zona urbana	Zona rural
Carreteras interestatales y autopistas	85 - 99.9	80 - 99.9
Arterias principales	80 - 99	75 - 95
Vías colectoras	80 - 95	75 - 95
Vías locales	50 - 80	50 - 80

Fuente: (AASHTO 93, Desing Procedures For New Pavements, 1998)

De los estudios de tráfico desarrollados en el capítulo 3, en función al TPDA del año final de diseño, la vía está catalogada como una Vía Colectora y se encuentra ubicada en una zona rural, por estas razones la confiabilidad utilizada para el proyecto, corresponde a 85%, con una desviación normal (Z_r) de -1.036.

Niveles de confiabilidad altos implican pavimentos más costosos, pero también pasara más tiempo hasta que ese pavimento necesite una reparación.

5.3.1.1.4 Desviación estándar (So)

El rango de desviación estándar sugerido por la AASHTO se encuentra entre los siguientes valores:

Tabla 34. Valores de la desviación estándar para los dos tipos de pavimento

Condición de diseño	Desviación estándar (So)	
	Pavimento rígido	Pavimento flexible
Variación en la predicción del comportamiento del pavimento sin errores en el tránsito	0.3	0.4
Variación en la predicción del comportamiento del pavimento con errores en el tránsito	0.4	0.5

Fuente: (AASHTO 93, Desing Procedures For New Pavements, 1998)

Se adopta un valor de desviación estándar (So) para pavimento flexible de 0.5

5.3.1.1.5 Criterios de adopción de niveles de serviciabilidad

La serviciabilidad de un pavimento se define como la capacidad de servir al tipo de tránsito para el cual ha sido diseñado. Así se tienen un índice de serviciabilidad presente PSI (present serviciability index) mediante el cual el pavimento es calificado entre 0 (pésimas condiciones) y 5 (perfecto) (AASHTO 93, Desing Procedures For New Pavements, 1998, p. 172).

En el diseño del pavimento se deben elegir la serviciabilidad inicial y final

5.3.1.1.6 Serviciabilidad inicial (Po)

El índice de serviciabilidad inicial (Po) “es función del diseño del pavimento y de la calidad de la construcción” (AASHTO 93, Desing Procedures For New Pavements, 1998, p. 172). En los pavimentos flexibles el valor recomendado por la AASHTO es igual a $Po = 4.2$

5.3.1.1.7 Serviciabilidad final (Pt)

El índice de serviciabilidad final (Pt) “es función de la categoría del camino y es adoptada en base a esta y al criterio del proyectista” (AASHTO 93, Desing Procedures For New Pavements, 1998, p. 172). Dependiendo del tipo de vía se da a conocer los valores del índice de serviciabilidad final en la siguiente tabla:

Tabla 35. Índices de serviciabilidad final

Pt	Clasificación
3.00	Autopistas
2.50	Vías colectoras
2.25	Calles comerciales e industriales
2.00	Calles residenciales y estacionamientos

Fuente: (AASHTO 93, Desing Procedures For New Pavements, 1998)

Dado que la vía está catalogada como una Vía Colectora se adopta un índice de serviciabilidad final (Pt) de 2.50

5.3.1.1.8 Perdida del índice de serviciabilidad (Δ PSI)

$$\begin{aligned}\Delta\text{PSI} &= P_o - P_t \\ \Delta\text{PSI} &= 4.20 - 2.50 \\ \Delta\text{PSI} &= 1.70\end{aligned}$$

5.3.1.1.9 Módulo resiliente de la subrasante (Mr).

Del estudio geológico-geotécnico desarrollado en el capítulo 4, el módulo resiliente de la subrasante obtenido fue, Mr = 5625 psi.

5.3.1.1.10 Consideraciones de drenaje en el diseño de pavimentos según AASHTO

Un buen drenaje aumenta la capacidad portante de la subrasante, mejorando así la calidad del camino y permitiendo el uso de capas más delgadas.

En la siguiente tabla se indican los tiempos de drenaje recomendados por la AASHTO. Estas recomendaciones están basadas en el tiempo requerido para drenar la capa de base hasta un grado de saturación del 50%, el criterio del 85% de saturación es el tiempo real usado para seleccionar la calidad del drenaje

Tabla 36. Tiempos de drenaje

Calidad del drenaje	50% de saturación en:	85% de saturación en:
Excelente	2 horas	2 horas
Bueno	1 día	2 a 5 horas
Regular	1 semana	5 a 10 horas
Malo	1 mes	Más de 10horas
Muy malo	No drena	Mucho más de 10 horas

Fuente: (AASHTO 93, Desing Procedures For New Pavements, 1998)

Esta calidad de drenaje se expresa en la fórmula del dimensionamiento (SN) a través de los coeficientes de drenaje m_i que afectan a las capas no ligadas.

Tabla 37. Coeficientes de drenaje para pavimentos flexibles

Calidad de drenaje	Porcentaje de tiempo con la estructura expuesta a niveles de humedad próximos a la saturación.			
	< 1 %	1 a 5 %	5 a 25 %	> 25%
Excelente	1.40 - 1.35	1.35 - 1.30	1.30 - 1.20	1.20
Bueno	1.35 - 1.25	1.25 - 1.15	1.15 - 1.00	1.00
Regular	1.25 - 1.15	1.15 - 1.05	1.00 - 0.80	0.80
Pobre	1.15 - 1.05	1.05 - 0.80	0.80 - 0.60	0.60
Muy Pobre	1.05 - 0.95	0.95 - 0.75	0.75 - 0.40	0.40

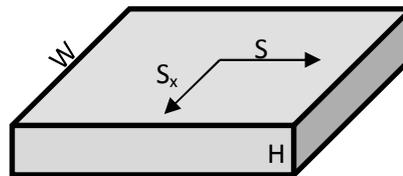
Fuente: (AASHTO 93, Desing Procedures For New Pavements, 1998)

1. Tiempo de drenaje

Una de las maneras para determinar el tiempo de drenaje para una capa de un pavimento es a través del método del tiempo para drenar. Aquí se considera que el

agua proveniente de una lluvia se infiltra a través de la superficie del pavimento hasta que la base se satura completamente; a partir de este momento no entra más agua dentro de la estructura del pavimento y la que cae simplemente escurre sobre la superficie; por lo tanto al diseñar la capa base se tendrá en cuenta que una vez que la lluvia cese, la base permeable drenará rápido para evitar daños.

Para este análisis en lo que respecta a la geometría de la base tenemos:



Pendiente longitudinal (S) [m/m]:	2.0%
Pendiente transversal (S_x) [m/m]:	2.0%
Espesor de capa drenante (H) [m]:	0.15
Ancho de la base permeable (W) [m]:	3.35
Coef. De permeabilidad (k) [m/día]	64.07
Porosidad efectiva (N_e):	0.294

Longitud resultante de la base:

$$L_R = W \left[\left(\frac{S}{S_x} \right)^2 + 1 \right]^{0.5} = 3.35 \left[\left(\frac{0.02}{0.02} \right)^2 + 1 \right]^{0.5} = 4.738\text{m}$$

Pendiente resultante de la base:

$$S_R = (S^2 + S_x^2)^{0.5} = (0.02^2 + 0.02^2)^{0.5} = 0.028\text{mm/m}$$

Factor de pendiente:

$$S_1 = \frac{L_R \times S_R}{H} = \frac{4.738 \times 0.028}{0.15} = 0.893$$

De la siguiente figura se selecciona un factor de tiempo T, en función de S_1 , y de los grados de drenaje U (85% de saturación).

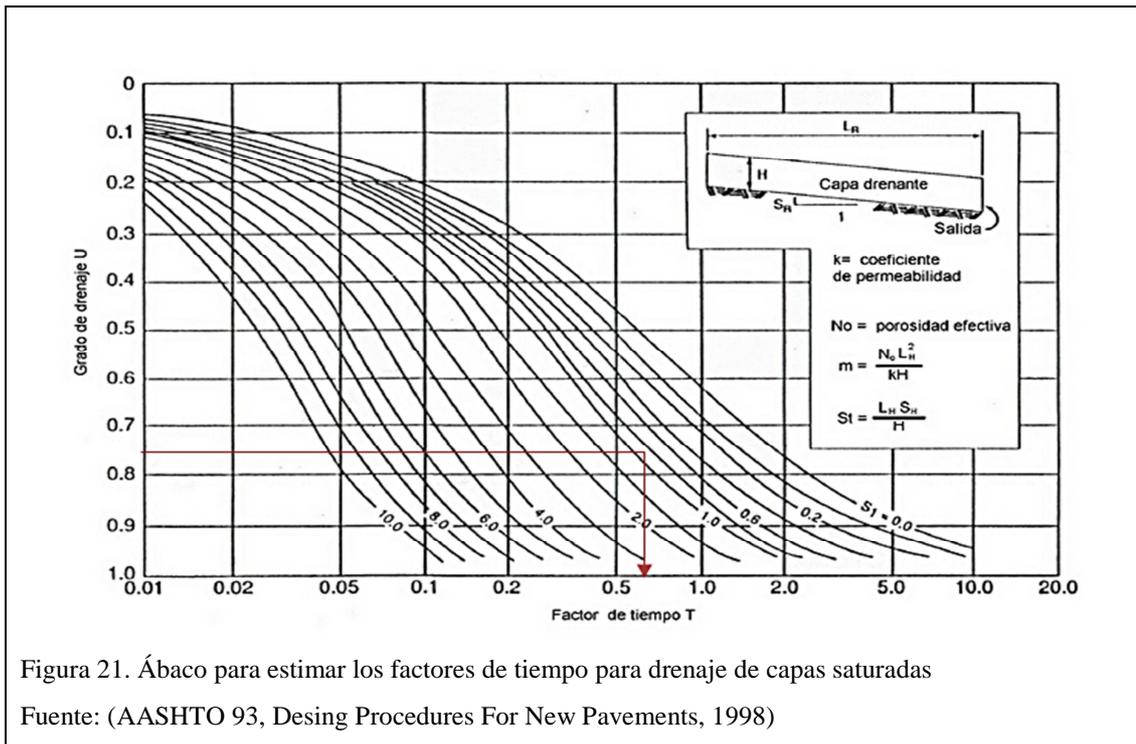


Figura 21. Ábaco para estimar los factores de tiempo para drenaje de capas saturadas

Fuente: (AASHTO 93, Desing Procedures For New Pavements, 1998)

Por lo tanto el factor de tiempo (T) obtenido del ábaco es:

$$T = 0.65$$

Factor (m):

$$m = \frac{N_e \times L_R^2}{H \times k} = \frac{0.294 \times 4.738^2}{0.15 \times 64.07} = 0.69$$

Tiempo de drenaje (t):

$$t = T \times m \times 24 = 0.65 \times 0.69 \times 24 = 10 \text{ horas}$$

2. Porcentaje de tiempo en que el pavimento está expuesto a niveles de humedad próximos a la saturación.

$$P = \frac{S + R}{365} 100$$

Dónde:

P: Porcentaje de tiempo en que el pavimento está próximo a la saturación.

S: Días de deshielo de primavera.

R: Días con lluvia si el pavimento puede drenar hasta el 85% del grado de saturación en 24 horas o menos.

En el capítulo 4 del estudio Geológico-Geotécnico en lo que respecta a la precipitación de la zona; en la época invernal se registraron 85 días de lluvia y en el verano 56 días con ausencia de lluvia, el tiempo en que el pavimento está próximo a la saturación es:

$$P = \frac{0 + 141}{365} 100$$
$$P = 38.63\%$$

Como el tiempo para drenar es de 10 horas (de acuerdo con la tabla 36) la calidad del drenaje es regular, se debe usar un coeficiente de drenaje para un $P = 38.63\%$ igual a $m_i = 0.80$ como lo indica la tabla 37.

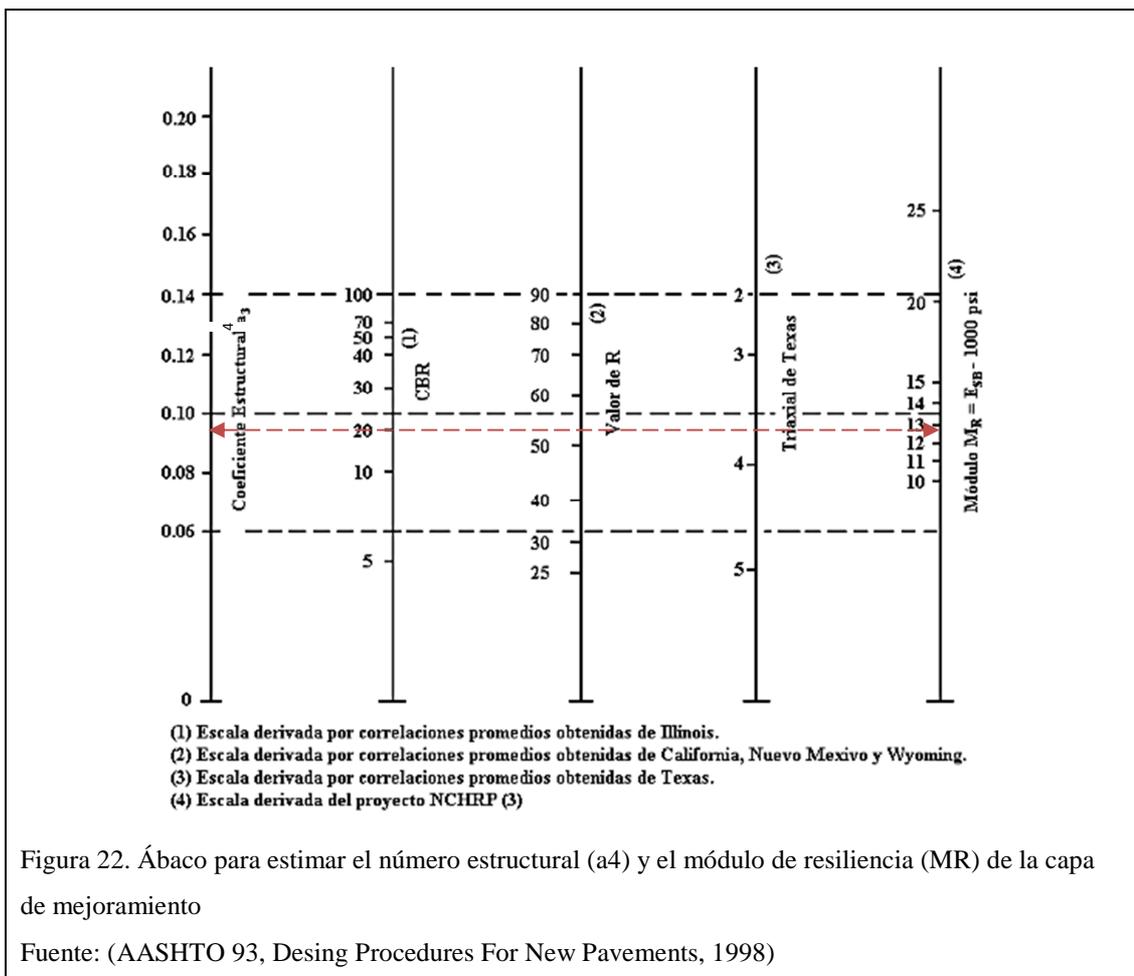
De acuerdo con los análisis realizados anteriormente (tiempo de drenaje y porcentaje de tiempo en que el pavimento está expuesto a niveles de humedad próximos a la saturación) para el proyecto se toma en cuenta los siguientes valores de coeficientes de drenaje, según el material de cada capa y lo que indica la tabla 37.

- Base: $m_2 = 0.80$
- Sub-base: $m_3 = 0.80$
- Mejoramiento: $m_4 = 0.75$

5.3.1.1.11 Determinación del coeficiente estructural (a_4) y el módulo de resiliencia (M_R) para las capas de rodadura

- **Mejoramiento**

De acuerdo con el diseño de la estructura vial tratada en el capítulo 4 del estudio Geológico-Geotécnico, el CBR mínimo para esta capa es del 20%. Por lo tanto, para determinar el coeficiente estructural (a_4) y el módulo de resiliencia (M_R), se utilizará el ábaco de la figura 22, propuesto por la norma AASHTO-93, en el cual se inicia señalando el valor de CBR en la línea (1) del ábaco, a continuación extendemos una línea horizontal hasta encontrarnos con la línea extrema izquierda y derecha, las cuales representan los valores (a_4 y M_R respectivamente) que se buscan.

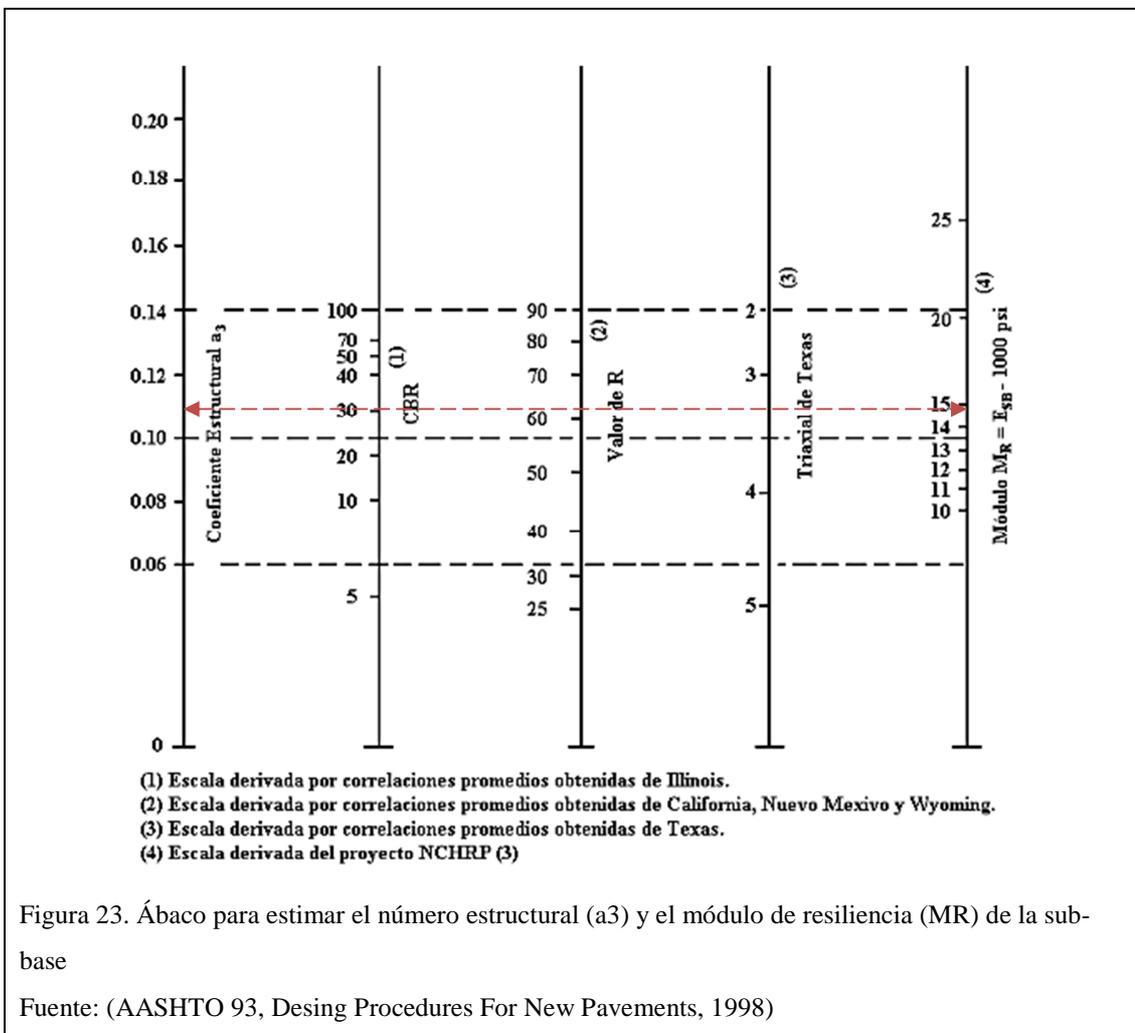


Para este caso con un valor de CBR de 20%, se obtiene un coeficiente estructural $a_4 = 0.094$, y un módulo de resiliencia $M_R = 12\ 733$ psi.

- **Sub-base**

De acuerdo con el diseño de la estructura vial tratada en el capítulo 4 del estudio Geológico-Geotécnico, el CBR mínimo para esta capa es del 30%.

Para determinar el coeficiente estructural (a_3) y el módulo de resiliencia (M_R) de esta capa, se utilizará el ábaco de la figura 23, propuesto por la norma AASHTO-93, en el cual se inicia señalando el valor de CBR en la línea (1) del ábaco, a continuación extendemos una línea horizontal hasta la línea del coeficiente estructural de la sub-base (a_3) y la línea del módulo de resiliencia (4), en la intersección de estas líneas se toma el valor de (a_3) y M_R .

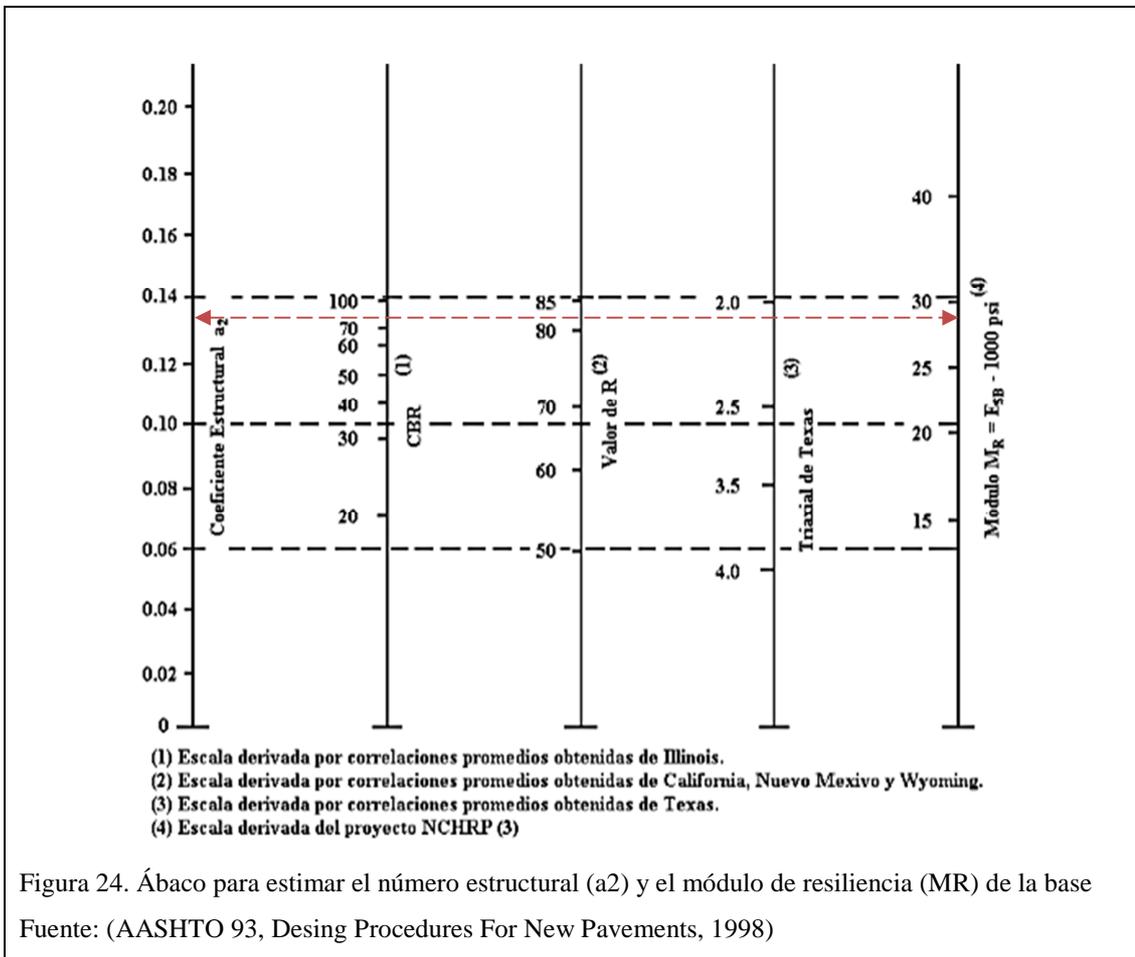


Para este caso con un valor de CBR de 30%, se obtiene un coeficiente estructural $a_3 = 0.109$, y un módulo de resiliencia $M_R = 15\ 000$ psi.

- Base

De acuerdo con el diseño de la estructura vial tratada en el capítulo 4 del estudio Geológico-Geotécnico, el CBR mínimo para esta capa es del 80%.

Para determinar el coeficiente estructural (a_2) y el módulo de resiliencia (M_R) de esta capa, se utilizará el ábaco de la figura 24, propuesto por la norma AASHTO-93, en el cual se inicia señalando el valor de CBR en la línea (1) del ábaco, a continuación extendemos una línea horizontal hasta la línea del coeficiente estructural de la base (a_2) y la línea del módulo de resiliencia (4), en la intersección de estas líneas se toma el valor de (a_2) y M_R .



Para este caso con un valor de CBR de 80%, se obtiene un coeficiente estructural $a_2 = 0.134$, y un módulo de resiliencia $M_R = 28\ 703$ psi.

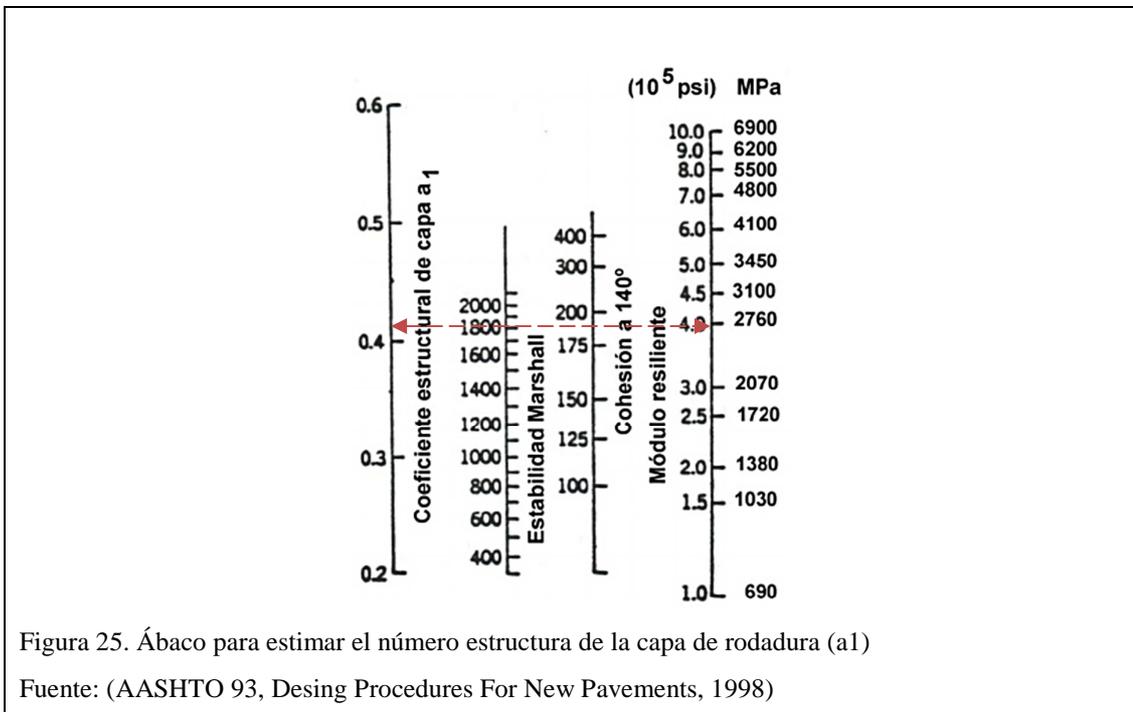
- **Capa de rodadura:** las mezclas asfálticas de granulometría cerrada (densa) y semicerrada deberán cumplir con los requisitos especificados en la siguiente tabla:

Tabla 38. Criterios del control de calidad de mezclas asfálticas

Tipo de tráfico	Muy pesado		Pesado		Mediano		Liviano	
Criterios Marshall	Mín	Máx	Mín	Máx	Mín	Máx	Mín	Máx
No. de golpes/capa	75		75		75		75	
Estabilidad [lb]	2200	---	1800	---	1200	---	1000	2400
Flujo [in/100]	8	14	8	14	8	16	8	16
- Capa de rodadura	3	5	3	5	3	5	3	5
- Capa intermedia	3	8	3	8	3	8	3	8
- Capa base	3	9	3	9	3	9	3	9

Fuente: (MOP-001-F-2002, 2002, p. 105)

Considerando que el diseño de pavimentos se realiza en base al tráfico pesado, de la tabla 38 se obtiene la estabilidad Marshall mínima de 1800 lb para tráfico pesado. Este valor será usado en el ábaco de la figura 25 para determinar el coeficiente estructural (a_1) y el módulo de resiliencia (M_R) de la capa de rodadura.



Para este caso con una estabilidad Marshall de 1800 lb, se obtiene un coeficiente estructural $a_1 = 0.411$, y un módulo resiliente $M_R = 396\ 200$ psi

5.3.1.1.12 Determinación del numero estructural (SN)

El numero estructural (SN) es un indicador adimensional que requiere la estructura del pavimento para ofrecer un servicio de calidad durante el periodo de diseño que se haya establecido.

Con la fórmula de diseño se obtiene el numero estructural (SN) y en función del mismo, se determinan los espesores de las capas que conforman la estructura del pavimento.

Una vez determinados todos los parámetros necesarios que intervienen en la ecuación de diseño, se procede a calcular el número estructural (SN) que soporte el número de cargas de 18 kips. (8.2 Ton) previstas.

Ecuación AASHTO 93	
Tipo de pavimento	Flexible
Confiabilidad (R)	85%
Desviación normal (Zr)	-1.036
Desviación estándar (So)	0.5
Serviciabilidad inicial (Po)	4.2
Serviciabilidad final (Pt)	2.5
Perdida del índice de serviciabilidad Δ PSI	1.7
Módulo resiliente de la subrasante [psi]	5625
Número de cargas de 18kips (8.2 Ton) W_{t18}	1424315
Número estructural SN	4.01

Figura 26. Ecuación AASHTO 93 para pavimento flexible
Elaborado por: Victor Cando

5.3.1.2 Determinación de los espesores de capa

La ecuación de diseño para pavimentos flexibles y las variables ya han sido presentadas en la metodología de diseño, la misma que fue desarrollada en una hoja Excel para determinar el valor de SN.

Una vez calculado el número estructural (SN), se determina una sección multicapa de soporte equivalente al SN calculado

La expresión que liga el número estructura (SN) con los espesores de capa es:

$$SN = a_1 D_1 + a_2 D_2 m_2 + a_3 D_3 m_3 + \dots + a_n D_n m_n$$

Dónde:

$a_1, a_2, a_3, \dots, a_n$: Coef. Estructurales de la carpeta, base, sub-base y mejoramiento.

$D_1, D_2, D_3, \dots, D_n$: Espesores de carpeta, base, sub-base y mejoramiento respectivamente.

m_2, m_3, \dots, m_n : Coeficientes de drenaje para base, sub-base y mejoramiento.

Para el cálculo de los espesores, el método da a conocer valores mínimos de capas estructurales, en función del tránsito en ejes equivalentes sencillos acumulados o ESAL'S que tenga el proyecto. En la siguiente tabla se da a conocer los valores antes mencionados.

Tabla 39. Espesores mínimos de capa en función de los ESAL'S

Número de ESALS	Concreto asfáltico, D_1		Base granular, D_2	
	Pulgadas	Centímetros	Pulgadas	Centímetros
Menos de 50.000	1 ó TS	2.5 ó TS	4.0	10.0
50.000 - 150.000	2.0	5.0	4.0	10.0
150.001 - 500.000	2.5	6.5	4.0	10.0
500.001 - 2.000.000	3.0	7.5	6.0	15.0
2.000.001 - 7.000.000	3.5	9.0	6.0	15.0
Más de 7.000.000	4.0	10.0	6.0	15.0

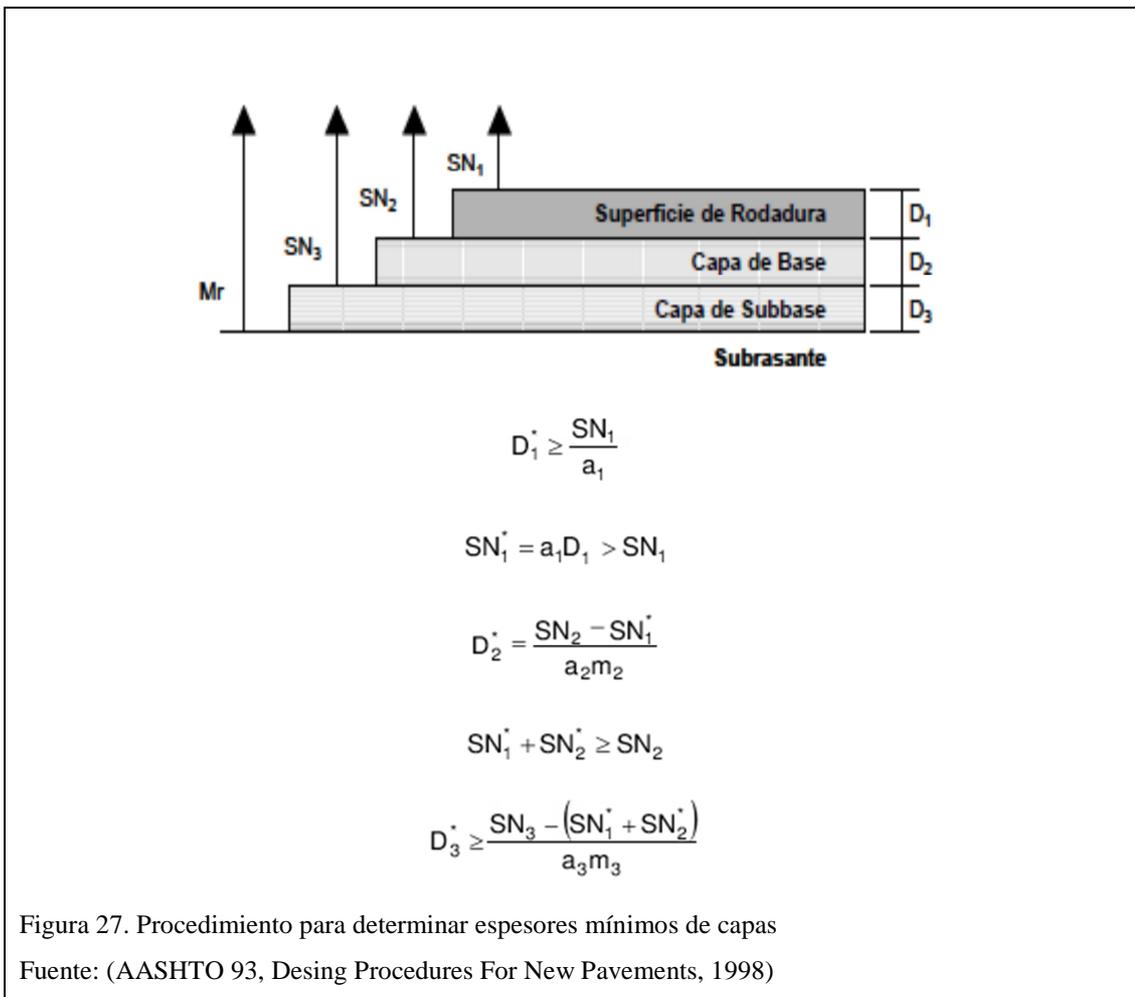
Fuente: (AASHTO 93, Desing Procedures For New Pavements, 1998)

El número de ESAL'S para el proyecto fue calculado en el capítulo 3 del Estudio de Tráfico, en el cual se obtuvo $NT = 1\,424\,314.84 \approx 1\,424\,315$ Ejes Equivalentes de 8.2 Ton; por lo tanto los espesores mínimos serán los siguientes:

- Capa de rodadura: $D_1 = 3.0$ pulg. ó 7.5 cm
- Base: $D_2 = 6.0$ pulg. ó 15.0 cm.

5.3.1.3 Espesores mínimos en función del SN

Esta metodología se basa en que las capas granulares no tratadas, deben estar protegidas de presiones verticales excesivas que produzcan deformaciones permanentes. El proceso se indica en la figura 27 y se explica a continuación:



Para determinar el espesor D_1 de la capa de concreto asfáltico se supone un Mr igual al de la base y así se obtiene el SN_1 que de ser absorbido por el concreto asfáltico.

$$D_1 \geq \frac{SN_1}{a_1}$$

Se adopta un espesor D_1^* ligeramente mayor, y el SN absorbido por esta capa es:

$$SN_1^* = a_1 D_1^*$$

Para determinar el espesor mínimo de la base, se coloca el Mr de la sub-base en la ecuación de diseño y se obtiene el SN_2 a ser absorbido por el concreto asfáltico y base, así:

$$D_2 \geq \frac{SN_2 - SN_1^*}{a_2 m_2}$$

Se adopta un espesor D_2^* ligeramente mayor, y el SN absorbido por esta capa es:

$$SN_2^* = a_2 m_2 D_2^*$$

Para determinar el espesor mínimo de la sub-base, se coloca el Mr de la capa de mejoramiento en la ecuación de diseño y se obtiene el SN_3 a ser absorbido por el concreto asfáltico, la base y la sub-base, así:

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

Se adopta un espesor D_3^* ligeramente mayor, y el SN absorbido por esta capa es:

$$SN_3^* = a_3 m_3 D_3^*$$

Por ultimo para determinar el espesor mínimo de la capa de mejoramiento, se coloca el Mr de la subrasante en la ecuación de diseño y se obtiene el $SN_4 = SN$ a ser absorbido por el concreto asfáltico, la base, la sub-base y la capa de mejoramiento, así:

$$D_4 \geq \frac{SN_4 - (SN_1^* + SN_2^* + SN_3^*)}{a_4 m_4}$$

Se adopta un espesor D_4^* ligeramente mayor, y el SN absorbido por esta capa es:

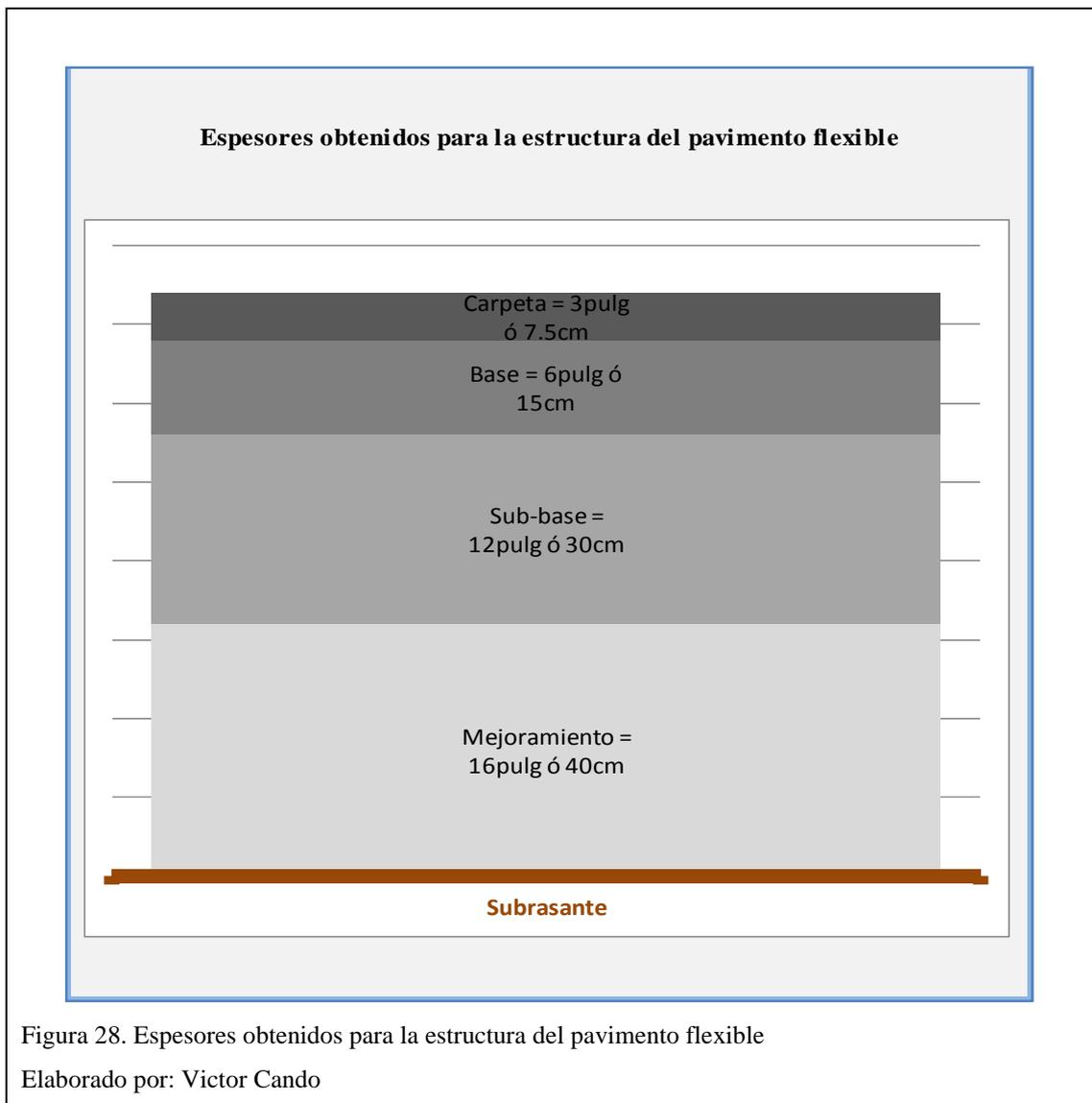
$$SN_4^* = a_4 m_4 D_4^*$$

Como verificación:

$$SN_1^* + SN_2^* + SN_3^* + SN_4^* \geq SN$$

Para determinar los espesores del pavimento flexible, se ha elaborado una hoja de cálculo en Excel, en el cual se podrá realizar varias iteraciones hasta lograr un diseño óptimo de la estructura del pavimento, a través de criterios técnico-económicos. Ver anexo 5.

En la siguiente figura se indican los espesores propuestos para la estructura del pavimento flexible



5.3.2 Diseño del pavimento rígido.

El diseño de pavimentos rígidos introduce nuevos conceptos como el módulo de rotura a flexión del hormigón, el coeficiente de transferencia de cargas, coeficiente de drenaje, el módulo de elasticidad del hormigón, y el módulo de reacción de la subrasante (coeficiente de Balasto).

Para el diseño de los pavimentos rígidos la ecuación AASHTO es la siguiente:

$$\log W_{18} = Z_r S_o + 7.35 \log(D + 1) - 0.06 + \frac{\log \frac{\Delta PSI}{4.5 - 1.5}}{1 + \frac{1.625 \times 10^7}{(D + 1)^{8.46}}} + (4.22 - 0.32 P_t) \log \left[\frac{S_c' C_d (D^{0.75} - 1.132)}{215.63 J \left(D^{0.75} - \frac{18.42}{\left(\frac{E_c}{k} \right)^{0.25}} \right)} \right]$$

Dónde:

W₁₈: Numero de cargas de 18 Kips (8.2 Ton) previstas.

Z_r: Desviación normal.

S_o: Desviación estándar.

D: Espesor de la losa del pavimento en pulgadas.

ΔPSI: Perdida de serviciabilidad prevista en el diseño.

P_t: Serviciabilidad final.

S_c': Módulo de rotura a flexión del hormigón en PSI (carga a los tercios medios).

J: Coeficiente de transferencia de carga.

C_d: Coeficiente de drenaje.

E_c: Módulo de elasticidad del hormigón.

k: Módulo de reacción de la subrasante (coeficiente de Balasto) en PSI/pulg.

5.3.2.1 Variables de diseño

Las variables que intervienen en el diseño de los pavimentos constituyen en realidad la base del diseño del pavimento por lo que es importante conocer las consideraciones más importantes que tienen que ver con cada una de ellas para así poder realizar diseños

confiables y óptimos al mismo tiempo (Ministerio de Transporte e Infraestructura (Nicaragua), 2008, p. 70).

El método AASHTO considera las siguientes variables de diseño de pavimentos rígidos.

5.3.2.1.1 Periodo de diseño

El periodo de diseño tiene el mismo significado que para pavimentos flexibles, en el cual se tomó un periodo de diseño de 20 años.

5.3.2.1.2 Confiabilidad (R) y desviación normal (Zr)

Tiene el mismo significado que para pavimentos flexibles, en el cual se tomó un nivel de confiabilidad del 85%, con una desviación normal (Zr) de -1.036.

5.3.2.1.3 Desviación estándar (So)

De la tabla 34 expuesta en el diseño de pavimentos flexibles, de acuerdo a las condiciones de diseño, se adopta un valor de desviación estándar (So) para pavimento rígido de 0.4

5.3.2.1.4 Índice de serviciabilidad (PSI)

- **Serviciabilidad inicial (Po)**

Para pavimentos rígidos la norma AASHTO establece utilizar un índice de serviciabilidad inicial $Po = 4.50$

- **Serviciabilidad final (Pt)**

Vale lo expresado en el diseño de pavimentos flexibles, en el cual se adopta un índice de serviciabilidad final $Pt = 2.50$

5.3.2.1.5 Pérdida del índice de serviciabilidad (Δ PSI)

La pérdida del índice de serviciabilidad para pavimento rígido será:

$$\Delta\text{PSI} = P_o - P_t$$
$$\Delta\text{PSI} = 4.50 - 2.50$$
$$\Delta\text{PSI} = 2.00$$

5.3.2.1.6 Coeficiente de drenaje (C_d)

Sobre este tema se ha hablado en el diseño de pavimentos flexibles en el cual se determinó; una calidad de drenaje Regular y un porcentaje de tiempo próximo a la saturación de 38.63%.

De acuerdo con la siguiente tabla, se establece el coeficiente de drenaje para pavimento rígido.

Tabla 40. Coeficientes de drenaje para pavimentos rígidos (C_d)

Calidad de drenaje	Porcentaje de tiempo con la estructura expuesta a niveles de humedad próximos a la saturación.			
	< 1 %	1 - 5 %	5 - 25 %	> 25%
Excelente	1.25 - 1.20	1.20 - 1.15	1.15 - 1.10	1.10
Bueno	1.20 - 1.15	1.15 - 1.10	1.10 - 1.00	1.00
Regular	1.15 - 1.10	1.10 - 1.00	1.00 - 0.90	0.90
Pobre	1.10 - 1.00	1.00 - 0.90	0.90 - 0.80	0.80
Muy Pobre	1.00 - 0.90	0.90 - 0.80	0.80 - 0.70	0.70

Fuente: (AASHTO 93, Desing Procedures For New Pavements, 1998)

Para el proyecto el coeficiente de drenaje adoptado es: $C_d = 0.90$

5.3.2.1.7 Determinación del módulo de reacción de la subrasante (k).

El Módulo de reacción (k) de la superficie en que se apoya el pavimento de concreto ò Módulo efectivo de la subrasante, es el valor de la capacidad soporte del suelo, la cual depende del Módulo de Resiliencia de la subrasante, así como el Módulo de Elasticidad de la

subbase. Es recomendable que el Módulo de elasticidad de la subbase no sea mayor de 4 veces del valor de la subrasante. Ya que el valor del Módulo de resiliencia (M_r) de la subrasante, cambia a lo largo del año debido a ciclos de enfriamiento y calentamiento (Ministerio de Transporte e Infraestructura (Nicaragua), 2008, p. 74).

Para determinar este factor, el método AASHTO facilita un ábaco para obtener el módulo de reacción compuesto de la subrasante en el que se tiene como variables de entrada: el módulo resiliente de la subrasante $M_r = 5\ 625$ psi, espesor de sub-base $D_{SB} = 6$ pulg = 15 cm (variables descritas en el capítulo 4 del Estudio Geológico Geotécnico), y el modulo elástico de la sub-base $E_{SB} = 15\ 000$ psi (determinado en el diseño de pavimento flexible).

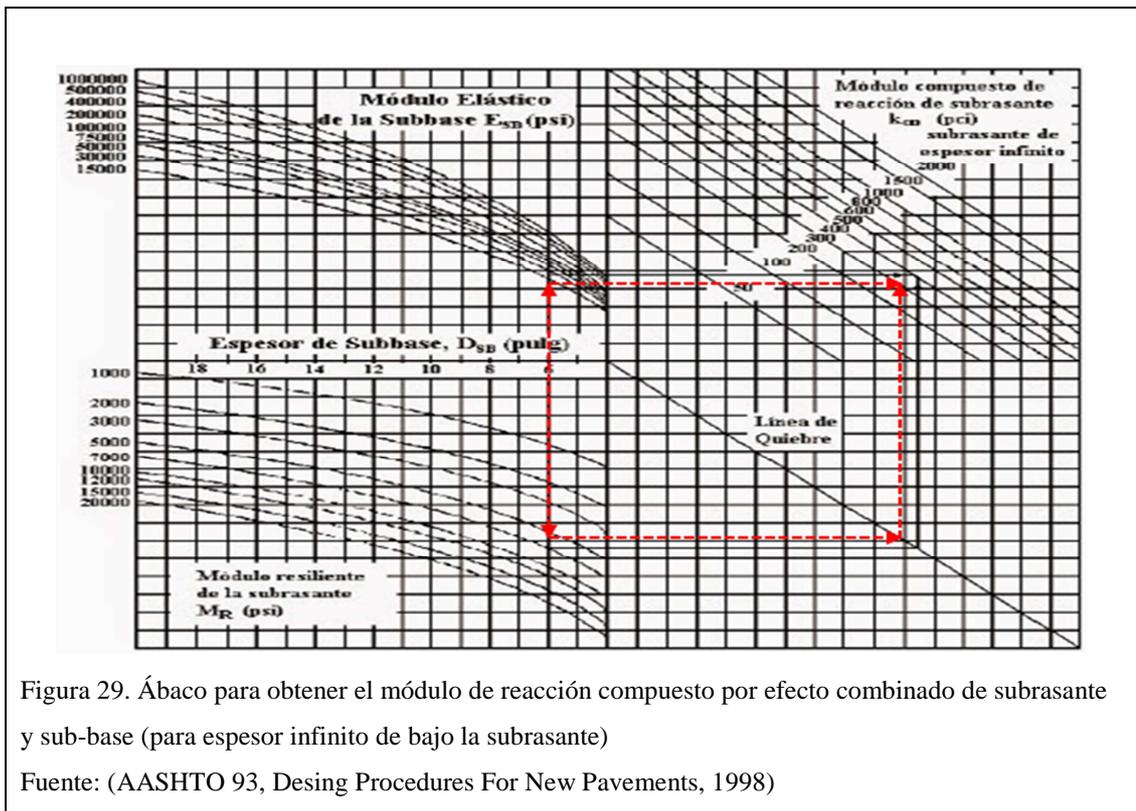


Figura 29. Ábaco para obtener el módulo de reacción compuesto por efecto combinado de subrasante y sub-base (para espesor infinito de bajo la subrasante)

Fuente: (AASHTO 93, Desing Procedures For New Pavements, 1998)

Con las variables ingresadas en el ábaco, se obtiene un valor de módulo compuesto de reacción de subrasante $k = 317$ pci.

5.3.2.1.8 Pérdida de soporte (LS)

Este factor está incluido en el diseño de un pavimento rígido, para cuantificar la pérdida de soporte producido por la erosión de la sub-base y los movimientos verticales diferenciales.

La siguiente tabla proporciona algunos rangos sugeridos por la AASHTO para la pérdida de soporte.

Tabla 41. Valores de pérdida de soporte (LS)

Tipo de sub-base o subrasante	Pérdida de soporte (LS)
Sub-base granular tratada con cemento (E = 1000000 a 2000000 psi)	0.0 - 1.0
Subrasantes tratadas con cemento (E = 500000 a 1000000 psi)	0.0 - 1.0
Sub-bases tratadas con asfalto (E = 350000 a 1000000 psi)	0.0 - 1.0
Subrasantes estabilizadas con asfalto (E = 40000 a 300000 psi)	0.0 - 1.0
Estabilizados con cal (E = 20000 a 70000 psi)	1.0 - 3.0
Materiales granulares sin tratar (E = 15000 a 45000 psi)	1.0 - 3.0
Materiales granulares finos o subrasante natural (E = 3000 a 40000 psi)	2.0 - 3.0

Fuente: (AASHTO 93, Desing Procedures For New Pavements, 1998)

Al tener una sub-base sin tratar con un módulo de elasticidad de 15000 psi, se toma un valor de pérdida de soporte $LS = 1.0$

5.3.2.1.9 Corrección del módulo efectivo de reacción por pérdida potencial de soporte

El valor de k obtenido anteriormente se lo debe corregir con el factor LS mediante la siguiente figura.

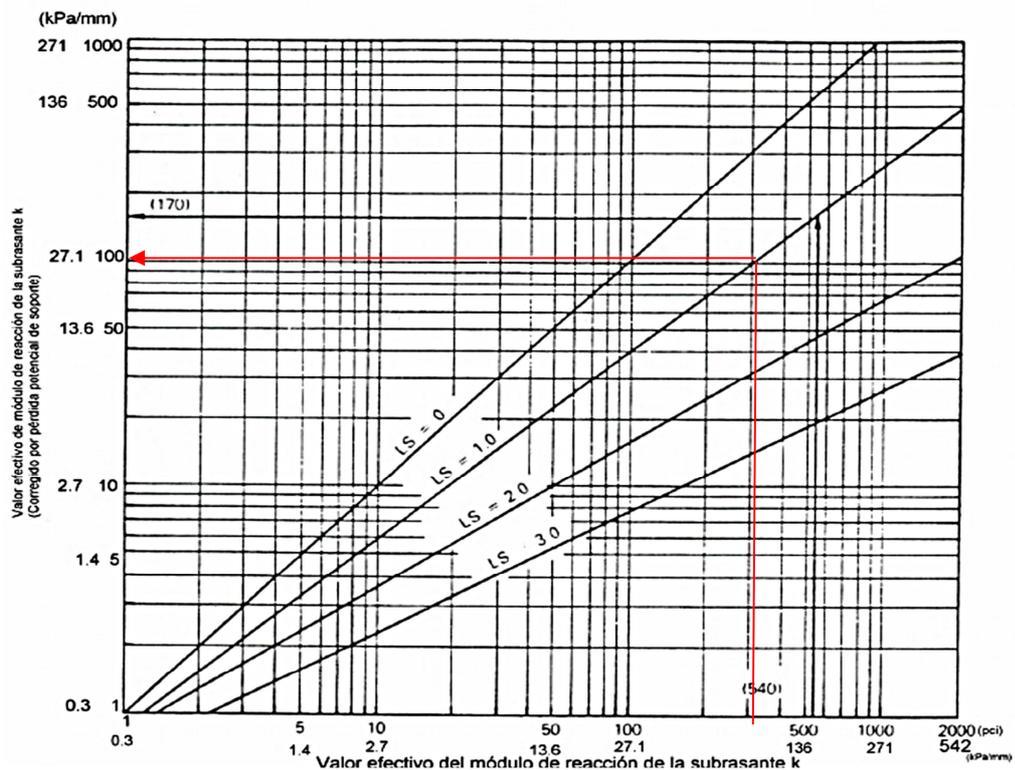


Figura 30. Corrección del módulo efectivo de reacción por pérdida potencial de soporte

Fuente: (AASHTO 93, Desing Procedures For New Pavements, 1998)

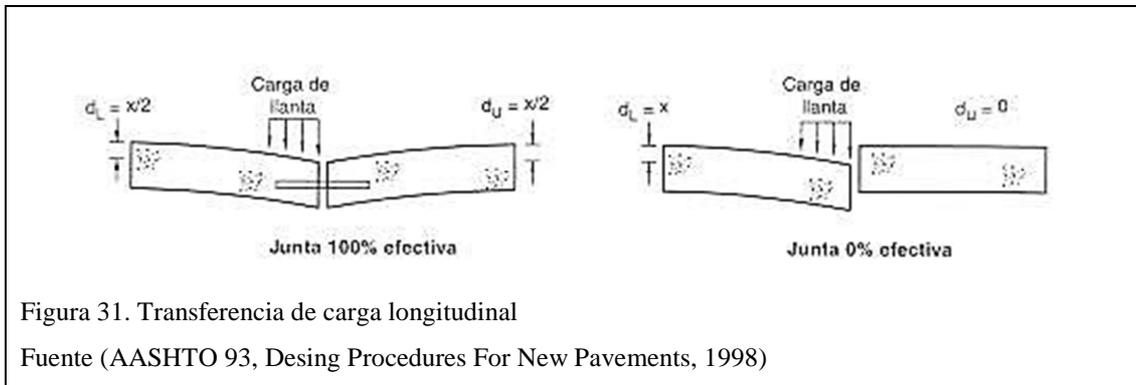
Finalmente el valor efectivo de k teniendo en cuenta la pérdida de soporte de la subbase LS es de: $k = 106$ pci.

5.3.2.1.10 Coeficiente de transferencia de carga (J)

Para el caso de pavimentos rígidos, la transferencia de carga es la capacidad que tiene una losa del pavimento de transmitir fuerzas cortantes con sus losas adyacentes, con el objeto de minimizar las deformaciones y los esfuerzos en la estructura del pavimento, mientras mejor sea la transferencia de cargas mejor será el comportamiento de las losas del pavimento (Ministerio de Transporte e Infraestructura (Nicaragua), 2008, p. 72).

La efectividad de transferencia de carga depende de factores como: la cantidad de tránsito, utilización del sistema de pasajuntas y el soporte lateral de las losas.

Una de las maneras más efectivas de transferir la carga de una losa a otra es mediante la utilización de pasajuntas.



La siguiente tabla nos da a conocer los valores para la selección del coeficiente de transferencia de carga (J).

Tabla 42. Coeficientes de transferencia de carga

Banquina	Concreto asfáltico		Hormigón vinculado a calzada	
	SI	NO	SI	NO
Mecanismo de transferencia de carga				
Tipo de pavimento				
Hormigón simple o armado con juntas	3.2	3.8 - 4.4	2.5 - 3.1	3.6 - 4.2
Hormigón armado continuo	2.9 - 3.2	---	2.3 - 2.9	---

Fuente: (AASHTO 93, Desing Procedures For New Pavements, 1998)

Para el presente proyecto se considera un hormigón simple con juntas vinculado a calzada, por lo cual se estima un valor de coeficiente de transferencia de carga $J = 3.1$

5.3.2.1.11 Módulo de elasticidad del hormigón (E_c)

“Este parámetro indica la rigidez y la capacidad de distribuir cargas que tiene una losa de pavimento. Las tensiones, deflexiones y curvaturas están directamente relacionadas con el módulo de elasticidad del hormigón” (Método AASHTO 93 Para el Diseño de Pavimentos Rígidos, 2006).

Para determinar este parámetro el Código Colombiano De Construcciones Sismoresistentes indica que para cargas instantáneas el módulo de elasticidad (E_c) puede ser igual a:

Tabla 43. Módulo de elasticidad del hormigón de acuerdo al tipo de agregado y su origen

Tipo de agregado y origen	Módulo de elasticidad (Kg/cm ²)
Grueso - Ígneo	17500* $\sqrt{f'c}$
Grueso - Metamórfico	15000* $\sqrt{f'c}$
Grueso - Sedimentario	11500* $\sqrt{f'c}$
Sin información	12500* $\sqrt{f'c}$

Fuente: (Instituto Colombiano de Productores de Cemento (ICPC))

Dónde:

$f'c$: Resistencia a la compresión del hormigón a los 28 días (Kg/cm²).

De acuerdo al estudio Geológico Geotécnico todo el material pétreo que se procesa en la cantera de la Compañía Pétreos del Toachi es producto de depósitos y terrazas aluviales; por lo tanto, se determina que este material es de origen sedimentario y su módulo de elasticidad de acuerdo con la tabla 43 será igual a:

$$E_c = 11500 \times \sqrt{f'c}$$

Para $f'c = 300 \text{ Kg/cm}^2$

$$E_c = 11500 \times \sqrt{f'c}$$

$$E_c = 11500 \times \sqrt{300}$$

$$E_c = 199185.84 \text{ Kg/cm}^2$$

$$E_c = 2833088.62 \text{ psi}$$

Para $f'c = 350 \text{ Kg/cm}^2$

$$E_c = 11500 \times \sqrt{f'c}$$

$$E_c = 11500 \times \sqrt{350}$$

$$E_c = 215145.30 \text{ Kg/cm}^2$$

$$E_c = 3060085.46 \text{ psi}$$

5.3.2.1.12 Módulo de ruptura del hormigón (S'c)

También conocido como resistencia media a la flexo-tracción, esta variable “controla el agrietamiento por fatiga del pavimento originado por las cargas repetitivas de los camiones. El S'c requerido para el procedimiento de diseño es el valor medio después de 28 días utilizando el ensayo de carga en los tercios” (Método AASHTO 93 Para el Diseño de Pavimentos Rígidos, 2006). La guía para el diseño de pavimentos AASHTO-93 facilita una tabla, en la cual da a conocer valores del módulo de ruptura del hormigón en función del tipo de pavimento.

Tabla 44. Resistencia media a la flexo-tracción

Tipo de pavimento	Resistencia Media a la Flexo- tracción (S'c)	
	Kg/cm ²	Psi
Autopistas	48,0	682,70
Carreteras	48,0	682,70
Zonas Industriales	45,0	640,10
Urbanas Principales	45,0	640,10
Urbanas Secundarias	42,0	597,40

Fuente: (AASHTO 93, Desing Procedures For New Pavements, 1998)

El diseño del espesor de la losa de hormigón se realizará para valores de S'c igual a 42 Kg/cm² o 597.40 psi y 45.0 Kg/cm² o 640.10 psi, que corresponden a valores de f'c igual a 300 Kg/cm² y 350 Kg/cm² respectivamente.

5.3.2.2 Determinación del espesor de losa

Una vez determinados todos los parámetros necesarios que intervienen en la ecuación de diseño, se procede a calcular el espesor de losa del pavimento rígido (D).

Ecuación AASHTO 93	
Tipo de pavimento	Rígido
Confiabilidad (R)	85%
Desviación normal (Zr)	-1.036
Desviación estándar (So)	0.4
Serviciabilidad inicial (Po)	4.5
Serviciabilidad final (Pt)	2.5
Perdida del índice de serviciabilidad ΔPSI	2
Módulo de reacción de la subrasante (k) [lb/pulg3] = pci	106
Resistencia compresión hormigón (f'c) [Kg/cm2]	350
Módulo de elasticidad del hormigón (Ec) [psi]	3060085.46
Módulo de rotura del hormigón (S'c) [psi]	640.1
Coefficiente de transferencia de carga (J)	3.1
Coefficiente de drenaje (Cd)	0.9
Número de cargas de 18kips (8.2 Ton) Wt18	1424315
Espesor de la losa (D) [pulg]	7.60

Figura 32. Ecuación AASHTO 93 para pavimento rígido

Elaborado por: Victor Cando

Tabla 45. Espesores de la losa de hormigón

f'c (Kg/cm ²)	S'c (psi)	Ec (psi)	Espesor calculado (pulg)	Espesor calculado (cm)	Espesor constructivo (cm)
300	597.40	2833088.62	7.88	19.70	20
350	640.10	3060085.46	7.60	19.00	19

Elaborado por: Victor Cando

Tabla 46. Estructura de diseño

Hormigón hidráulico [cm]	20
Sub-base [cm]	15
Resistencia a la compresión del hormigón (f'c) [Kg/cm ²]	300
Módulo de rotura del hormigón (S'c) [Kg/cm ²]	42

Hormigón hidráulico [cm]: 20

Sub-base [cm]: 15

Subrasante

Hormigón hidráulico [cm]	19
Sub-base [cm]	15
Resistencia a la compresión del hormigón (f'c) [Kg/cm ²]	350
Módulo de rotura del hormigón (S'c) [Kg/cm ²]	45



Elaborado por: Victor Cando

5.3.2.3 Diseño de juntas por el método AASHTO.

Las juntas en los pavimentos de concreto son necesarias por las siguientes razones:

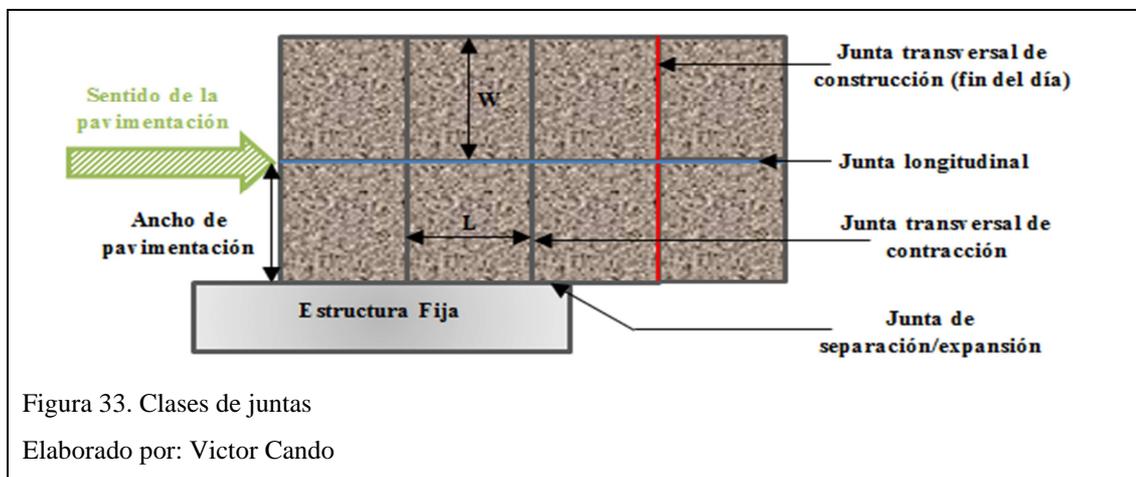
- Por requisitos de construcción.
- Retracción de concreto.
- Dilatación térmica.
- La aparición de fisuras.

5.3.2.3.1 Clases de juntas

- **Juntas longitudinales y transversales de contracción.-** “Son las que se construyen para controlar las fisuras por liberación de tensiones debidas a temperatura, humedad y fricción” (AASHTO 93, Desing Procedures For New Pavements, 1998, p. 218).
 - **Juntas transversales de construcción.-** Son juntas construidas al final del día de trabajo u otra interrupción de colocado si se produce un lapso mayor a 60 minutos en clima cálido y 90 minutos en clima frío, este tiempo es medido desde la elaboración del hormigón hasta su puesta en obra y posterior acabado. Cuando es posible, estas juntas deben ser construidas coincidiendo con una junta de contracción, en el caso de que esto no sea posible, su

ubicación deberá ser dentro el tercio medio de la longitud de la losa y siempre en forma perpendicular a la línea central (IBCH, 2006, p. 7).

- **Juntas longitudinales de construcción.**- “Son aquellas que van paralelas al eje central de la vía, controlan la fisuración y en algunos casos delimitan las líneas de tráfico” (IBCH, 2006, p. 8).
- **Juntas de separación y expansión.**- “Son construidas para permitir el movimiento de las losas sin dañar pavimentos adyacentes, intersección de calles, estructuras de drenaje, puentes y otras estructuras fijas” (IBCH, 2006, p. 9).



Para el presente proyecto se ha considerado emplear las juntas transversales de contracción y las juntas longitudinales, las mismas que serán analizadas de acuerdo a la norma AASHTO 93.

5.3.2.3.2 Cálculo de barras de anclaje (Corrugadas)

Estas barras van vinculadas a lo largo de las juntas longitudinales. El objetivo de estas barras es evitar la separación entre carriles de circulación o el descenso de una respecto a otra. El ancho máximo de pavimento que se recomienda unir es de 11.6m (es decir dos carriles de 3.7m de ancho, una berma externa de 3m y una berma interna o faja de seguridad de 1.2m de ancho) (AASHTO 93, Design Procedures For New Pavements, 1998, p. 214)

- **Área requerida**

El área de acero requerida por pie de junta se obtiene con la siguiente formula:

$$A_s = \frac{Q \times b \times f_a}{f_s}$$

Dónde:

Q: Peso del pavimento [lb/pie²] (12.5*espesor de la losa en pulgadas).

b: Distancia entre la junta en estudio y la siguiente junta libre o el borde del pavimento [pies].

fa: Coeficiente de fricción el cual depende del material que se encuentre bajo la losa (1.5). También se los puede tomar de la siguiente tabla.

Tabla 47. Valores del factor de fricción

Tipo de material bajo la losa	Factor de fricción fa
Tratamiento superficial	2.2
Estabilización con cal	1.8
Estabilización con asfalto	1.8
Estabilización con cemento	1.8
Grava de río	1.5
Piedra partida	1.5
Arenisca	1.2
Subrasante natural	0.9

Fuente: (AASHTO 93, Desing Procedures For New Pavements, 1998)

fs: las tensiones de trabajo en las barras, deben ser el 75% del valor de la tensión de fluencia [psi].

Datos:

Espesor de la losa (D) = 20cm = 8pulg.

b = 3.35m = 11pies

fs = trabajare con el 0.70*fy = 0.70*60000 = 42000psi

$$A_s = \frac{((12.5 \times 8) \times 11 \times 1.5)}{42000}$$

$$A_s = 0.039 \text{ pulg}^2 / \text{pie de junta}$$

- **Espaciamiento entre varillas**

El espaciamiento centro a centro entre varillas se determina mediante la siguiente formula:

$$S = \frac{A \times 12}{A_s}$$

Dónde:

A: Área de la sección transversal de la varilla [pulg²]. Generalmente se usan varillas de 3/8" y 1/2".

A_s: Área de acero requerida por pie de junta.

Datos:

$$A = 1/2'' \text{ (} A = 0.20 \text{ pulg}^2 \text{ y } P = 1.571 \text{ pulg)}$$

$$S = \frac{0.20 \times 12}{0.039}$$

$$S = 61.5 \text{ pulg} = 154 \text{ cm} \rightarrow \text{Por construcción } S = 155 \text{ cm.}$$

- **Longitud de las varillas de anclaje**

Se recomienda que la longitud calculada se incremente en 2 pulgadas para desarrollar una resistencia adherente igual al esfuerzo de trabajo en el acero.

$$L = \left(\frac{2 \times f_s \times A}{350 \times P} \right) + 2$$

Dónde:

L: longitud de la varilla [pulg].

P: perímetro de la varilla [pulg].

$$L = \left(\frac{2 \times 42000 \times 0.20}{350 \times 1.571} \right) + 2$$

L = 32.6 pulg = 83 centímetros → Por construcción L = 85 cm.

Por lo tanto la barra de anclaje para este proyecto tendrá las siguientes dimensiones:

- Barra de acero corrugado Ø 12mm (½”) @ 1.55m
- La longitud de cada barra será igual a 85cm.

5.3.2.3.3 Transferencia de carga en juntas (Pasajuntas de acero liso)

Las cargas de tránsito deben ser transmitidas de una manera eficiente de una losa a la siguiente a través de las juntas para minimizar las deflexiones en las mismas. La transferencia de carga en juntas se puede lograr mediante trabazón entre agregados o mediante dispositivos mecánicos llamados barras pasadoras o pasajuntas, las cuales se colocan a lo largo de las juntas transversales que son las más solicitadas por el tráfico (AASHTO 93, Desing Procedures For New Pavements, 1998, p. 221).

Ya que no se requiere de grandes cálculos para determinar las características de estos pasadores, la AASHTO recomienda utilizar las siguientes dimensiones:

Diámetro del pasador = 1/8*espesor de la losa

Diámetro del pasador = 1/8*8pulg

Diámetro del pasador = 1 pulg = 25mm.

Longitud = 18 pulg = 45cm

Espaciamiento = 12 pulg = 30cm

5.3.2.3.4 Espaciamiento entre juntas.

- **Junta longitudinal**

Estará definida por la geometría de la vía, es decir que su espaciamiento será igual al ancho del carril el cual tiene un valor de 3.35m.

$W = 3.35\text{m}$

$W = 11 \text{ pies.}$

- **Junta transversal**

“La AASHTO recomienda que el espaciamiento entre juntas en pies no supere dos veces el espesor de la losa en pulgadas” (AASHTO 93, Design Procedures For New Pavements, 1998, p. 219).

JCP espaciamiento de la juntas (pies) $\leq 2D$ (pulgadas)

JCP espaciamiento de la juntas (pies) $\leq 2(8 \text{ pulg})$

JCP espaciamiento de la juntas (pies) $\leq 16 \text{ pulg.}$

$L \leq 16 \text{ pies.}$

$L \leq 4.88 \text{ m.}$

Otra de las recomendaciones es que la relación ancho/largo de un tablero de losa debe ser menor igual a 1.25

$$\frac{W}{L} \leq 1.25$$

$$\frac{W}{1.25} \leq L$$

$$\frac{11}{1.25} \leq L$$

$$8.8 \text{ pies} \leq L$$

$$2.68 \text{ m} \leq L$$

De acuerdo con las recomendaciones de la AASHTO el espaciamiento calculado entre juntas transversales estaría entre [2.68 a 4.88] m.

Adopto un $L = 4.50\text{m}$.

Por otra parte el IBCH recomienda que las losas se mantengan lo más cuadradas posibles, sin embargo, no siempre será posible mantener las losas cuadradas por lo que se deberá considerar un cierto grado de rectangularidad, así la relación entre el ancho y el largo de un tablero de losa deberá estar dentro de los siguientes rangos: [0.71 a 1.4]

$$\frac{W}{L} = \frac{3.35\text{m}}{4.50\text{m}}$$

$$\frac{W}{L} = 0.74 \quad \text{CUMPLE!}$$

Por lo tanto el espaciamiento entre juntas transversales (L) será igual a 4.50 m

5.3.2.3.5 Profundidad inicial de la junta.

La profundidad de las juntas tanto longitudinales como transversales debe asegurar que la fisura tendrá lugar en ese sitio. Para que esto se produzca la AASHTO recomienda que la profundidad de las mismas deba ser:

Juntas transversales = $1/4 * \text{espesor de losa}$

Juntas longitudinales y transversales = $1/4 * 20\text{cm}$

Juntas longitudinales y transversales = 5.00cm

Juntas longitudinales = $1/3 * \text{espesor de losa}$

Juntas longitudinales y transversales = $1/3 * 20\text{cm}$

Juntas longitudinales y transversales = $6.67\text{cm} \approx 7.00\text{cm}$

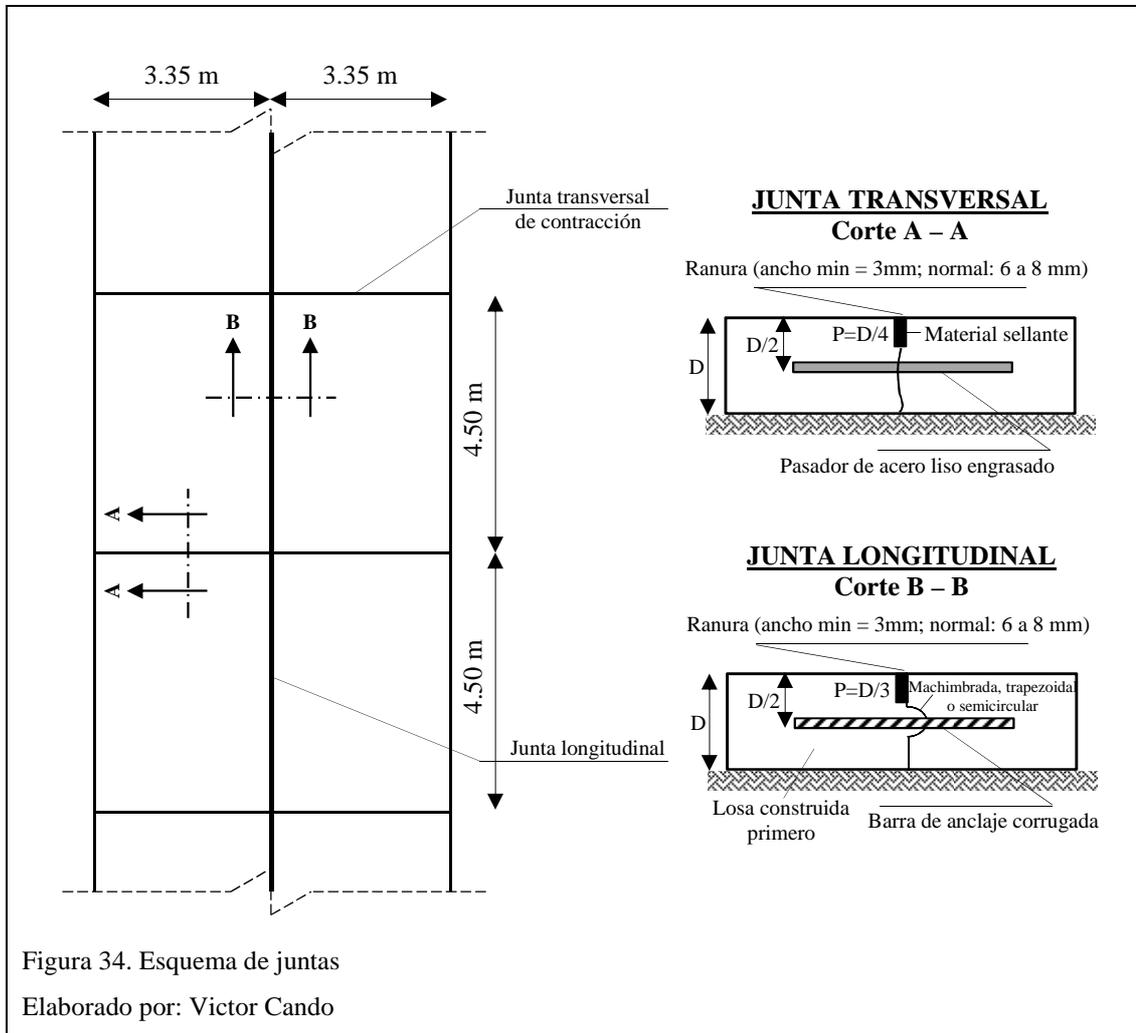


Figura 34. Esquema de juntas

Elaborado por: Victor Cando

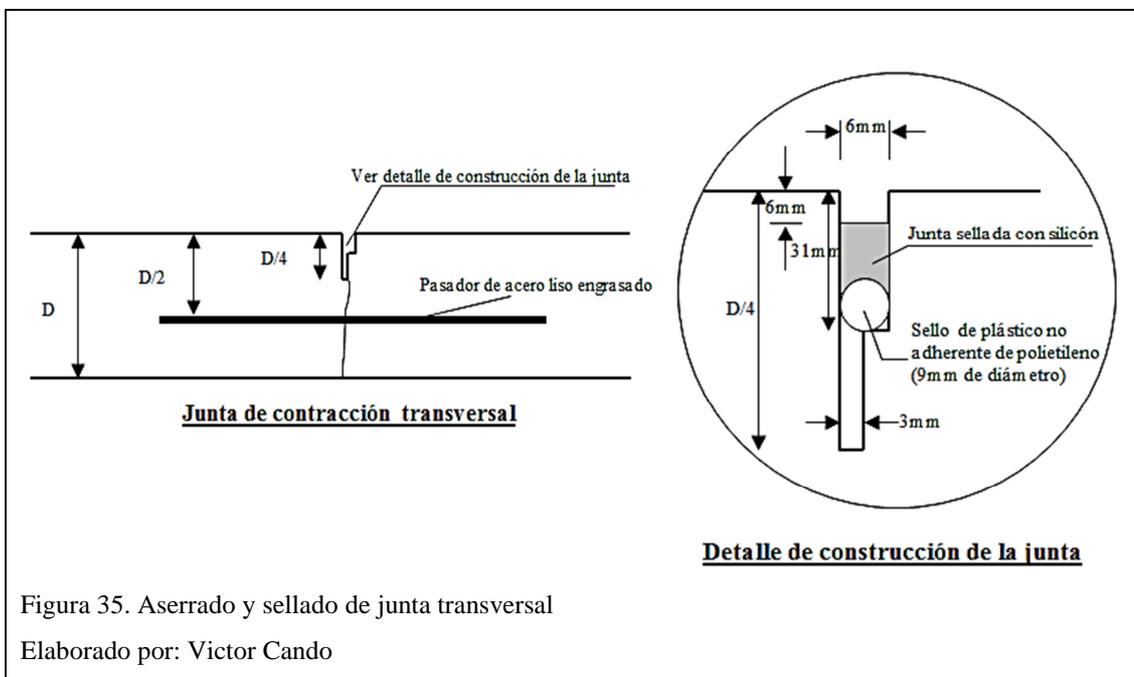
5.3.2.3.6 Aserrado

Es recomendable que todas las juntas sean aserradas. En el caso de juntas de contracción y longitudinales debe ser hecho en dos fases. El corte inicial se realiza para generar un plano de debilidad forzando la fisuración por retracción por debajo de la junta, este corte debe tener un ancho mínimo igual a 3 mm. Es muy importante que el corte se inicie en cuanto el hormigón alcance la resistencia suficiente para soportar el peso del equipo de aserrado además de prevenir desportilladuras (en nuestro país esto se produce de 6 a 8 horas

después del colocado del hormigón). Todas las juntas deben ser aserradas dentro de las 12 primeras horas después del colocado del pavimento. El segundo corte provee el espacio necesario para el material de sellado, deberá realizarse cuando menos 72 horas después del colocado (IBCH, 2006, p. 4).

5.3.2.3.7 Sellado de juntas

El propósito del sello de juntas es detener la entrada de agua y de los materiales incompresibles dentro de la junta. El sello debe ser capaz de minimizar la cantidad de agua que entra por la junta, con lo cual se reducirán las fisuras causadas por la humedad. Sellos de silicona o materiales preformados, son los más recomendados ya que proveen el mejor desempeño de la junta y una mayor vida útil. Cuando se usan selladores de silicona, el mínimo factor de forma (relación entre la profundidad y el ancho) es de 1:2. Para mejores resultados, el mínimo ancho del sello debe ser 6 mm (IBCH, 2006, p. 5).



El plano de construcción del pavimento rígido se puede observar en el Anexo 6

Especificaciones técnicas MOP-001-F-2002

Las especificaciones técnicas están consideradas de acuerdo a las Especificaciones Generales para la Construcción de Caminos y Puentes MOP-001-F-2002, del MTOP del Ecuador.

Las especificaciones técnicas para la conformación de los dos tipos de pavimento (Flexible y Rígido) se encuentran descritas en el Anexo 7

CAPÍTULO 6

DISEÑO GEOMÉTRICO DE LA VÍA

6.1 Generalidades

El diseño geométrico es una de las partes más importantes consideradas en el proyecto de una carretera, ya que a través de él se establece la estructura geométrica tridimensional de la vía, con el propósito de que esta sea funcional, cómoda, económica, estética, segura y compatible con el medio ambiente.

Para el desarrollo de los estudios del diseño geométrico de la vía, la topografía es uno de los factores más importantes a considerar, ya que a través de ella podemos establecer las características topográficas del terreno y determinar los valores de los diferentes parámetros que intervienen en su diseño.

Dentro de los estudios topográficos proporcionados por la Universidad Politécnica Salesiana a través de la carrera de Ingeniería Civil, cabe indicar que el levantamiento topográfico cuenta con un eje vial existente, dicho eje será avaluado con el tutor, verificando que todas sus características geométricas cumplan con las Normas De Diseño Geométrico De Carreteras MOP – 2003; caso contrario, en sitios donde sea factible, este eje será modificado adaptando sus características geométricas a lo que exige la norma, tratando en lo posible el minimizar los movimientos de tierra, el no afectar la vegetación de la zona y los predios que se encuentren junto a la vía.

6.2 Descripción de la vía actual

- **Diseño horizontal**

En la actualidad la vía Mulaute – La Florida Tramo 3, parte del km 5+000.00 se desarrolla un tramo con una longitud aproximada de dos kilómetros y medio hasta empatar con el km 7+500.00.

Entre el kilómetro 5+000.00 y 6+100.00 de la vía, existen viviendas construidas a los costados de la misma; más adelante, a la altura del kilómetro 6+868.00 se encuentra una alcantarilla de 38.00 m de longitud y 1500mm de diámetro.

Aprovecha las obras de infraestructura existentes y proporciona una alternativa de comunicación a amplios sectores aledaños a la vía.

El desarrollo del proyecto horizontal actual de la vía obedece a un trazado de una vía colectora, en su mayoría el trazado se encuentra dentro de la normativa vial dada para el tipo de camino colector, con radios de giro aceptables para el correcto desarrollo de la vía.

- **Diseño vertical**

El desarrollo del proyecto vertical actual de la vía se encuentra dentro de la normativa vial, la gradiente longitudinal del proyecto obedece a un terreno ondulado-montañoso con un valor promedio (en su mayoría) del 6%, y un pequeño tramo con un valor promedio del 8%; en la normativa se menciona que se puede aumentar la gradiente en 1% y 2% en terrenos ondulados y montañosos respectivamente para longitudes menores a 500 m.

- **Sección transversal**

La sección transversal actual de la vía cuenta con una calzada de ancho promedio de 5.50m, provista de dos carriles bidireccionales.

A continuación se da a conocer las características generales actuales de la vía:

Tabla 48. Características generales actuales de la vía Mulaute – La Florida, Tramo 3

Características	
Longitud	2.5 Km
Tipo de vía	Colectora de clase III
Tipo de terreno	Ondulado-Montañoso

Elaborado por: Victor Cando

6.3 Criterios de diseño de la vía

El proyecto vial tiene varias limitaciones por la presencia de un camino conformado, por lo que, los criterios de diseño que se presenten más adelante, consideran la necesidad de reducir el impacto en la zona, restringiendo el ancho de la vía al mínimo indispensable.

La sección transversal de la vía corresponde a una sección de 2 carriles bidireccionales, sin espaldones internos y externos, con el fin de minimizar en lo posible, afectaciones hacia las propiedades privadas existentes.

Los parámetros de diseño geométrico, dada su decisiva influencia en el costo de la vía, fueron fijados basándose en dos puntos preponderantes como es: en el alineamiento geométrico actual de la vía existente, y las condiciones topográficas del terreno; utilizando las Normas De Diseño Geométrico De Carreteras MOP-2003, y el Manual de Diseño MOP-001-E.

6.4 Velocidad de diseño

Es la velocidad máxima a la cual los vehículos pueden circular con seguridad sobre un camino cuando las condiciones atmosféricas y del tránsito son favorables. Esta velocidad se elige en función de las condiciones físicas y topográficas del terreno, de la importancia del camino, los volúmenes del tránsito y uso de la tierra, tratando de que su valor sea el máximo compatible con la seguridad, eficiencia, desplazamiento y movilidad de los vehículos. Con esta velocidad se calculan los elementos geométricos de la vía para su alineamiento horizontal y vertical (MOP, 2003, p. 26).

En el siguiente cuadro se da a conocer los valores de las velocidades de diseño que se recomiendan utilizar para el diseño de carreteras en el país.

Tabla 49. Velocidades de diseño

Categoría de la vía	TPDA esperado	Velocidades de diseño [Km/h]												
		Básica				Permisible en tramos difíciles								
		Relieve llano				Relieve ondulado				Relieve montañoso				
		Para el cálculo de los elementos del trazado del perfil longitudinal		Utilizada para el cálculo de los elementos de la sección transversal y otros dependientes de la velocidad		Para el cálculo de los elementos del trazado del perfil longitudinal		Utilizada para el cálculo de los elementos de la sección transversal y otros dependientes de la velocidad		Para el cálculo de los elementos del trazado del perfil longitudinal		Utilizada para el cálculo de los elementos de la sección transversal y otros dependientes de la velocidad		
		Recom	Absol	Recom	Absol	Recom	Absol	Recom	Absol	Recom	Absol	Recom	Absol	
R-I o R-II (Tipo)	> 8.000	120	110	100	95	110	90	95	85	90	80	90	80	
I	Todos	3.000 - 8.000	110	100	100	90	100	80	90	80	80	60	80	60
II	Todos	1.000 - 3.000	100	90	90	85	90	80	85	80	70	50	70	50
III	Todos	300 - 1.000	90	80	85	80	80	60	80	60	60	40	60	40
IV	TIPO	100 - 300	80	60	80	60	60	35	60	35	50	25	50	25
	6.6E.6 y 7													
V	4 y 4E	< 100	60	50	60	50	50	35	50	35	40	25	40	25

Notas:

- *Los valores recomendados se emplearán cuando el T.P.D.A. es cercano al límite superior de la respectiva categoría de vía.
- *Los valores absolutos se emplearán cuando el T.P.D.A. es cercano al límite inferior de la respectiva categoría de vía y/o el relieve sea difícil o escarpado.
- *La categoría IV incluye además los caminos vecinales tipo 5, 5E 6 y 7 contenidos en el manual de caminos vecinales "Berger-Protectia" 1984 y categoría V son los caminos vecinales 4 y 4E.
- *En zonas con perfiles de meteorización profundo (estribaciones) requerirán de un diseño especial considerando los aspectos geológicos.
- *Para la categoría IV y V en caso de relieve escarpado se podrá reducir la V_d mín a 20 Km/h.

Fuente: (MOP, 2003, p. 31)

De acuerdo a la Norma de Diseño Geométrico de Carreteras MOP-2003, para una vía colectora clase III (determinada en el Capítulo 3 – Estudio de Tráfico) sobre un terreno ondulado, le corresponde una velocidad de diseño $V_D = 80$ Km/h.

En cierto tramo condicionado principalmente por la orografía que se atraviesa, se deberá considerar en la señalización una velocidad de 45 Km/h para desarrollar el diseño geométrico horizontal, de esta forma se aprovecha al máximo lo construido, se evita afectaciones importantes a las propiedades privadas, y las características geométricas presentes se adaptan a lo establecido en la norma.

6.5 Velocidad de circulación

La velocidad de circulación es la velocidad real de un vehículo a lo largo de una sección específica de carretera y es igual a la distancia recorrida dividida para el tiempo de circulación del vehículo, o a la

suma de las distancias recorridas por todos los vehículos o por un grupo determinado de ellos, dividida para la suma de los tiempos de recorrido correspondientes (MOP, 2003, p. 30).

La relación entre la velocidad de diseño y la velocidad de circulación para volúmenes de tráfico bajos, se determina de la siguiente manera:

$$V_C = 0.8 \times V_D + 6.5 \quad (\text{TPDA} < 1000)$$

Dónde:

V_C : Velocidad de circulación en [Km/h].

V_D : Velocidad de diseño en [Km/h].

Para $V_D = 80 \text{ Km/h}$

Para $V_D = 45 \text{ Km/h}$

$$V_C = 0.8 \times V_D + 6.5$$

$$V_C = 0.8 \times V_D + 6.5$$

$$V_C = 0.8 \times 80 + 6.5$$

$$V_C = 0.8 \times 45 + 6.5$$

$$V_C = 70.5 \text{ Km/h} \approx 71.0 \text{ Km/h}$$

$$V_C = 42.5 \text{ Km/h} \approx 42.0 \text{ Km/h}$$

Valores que comparados con la tabla 50 recomendados por el MOP, están dentro de lo especificado.

Tabla 50. Relaciones entre velocidades de circulación y de diseño

Velocidad de diseño en Km/h	Velocidad de circulación en Km/h		
	Volumen de tránsito bajo	Volumen de tránsito intermedio	Volumen de tránsito alto
25	24	23	22
30	28	27	26
40	37	35	34
50	46	44	42
60	55	51	48
70	63	59	53
80	71	66	57

Continúa...

Tabla 50. Relación entre velocidades de circulación y de diseño (Continuación...)

Velocidad de diseño en Km/h	Velocidad de circulación en Km/h		
	Volumen de tránsito bajo	Volumen de tránsito intermedio	Volumen de tránsito alto
90	79	73	59
100	86	79	60
110	92	85	61

Fuente: (MOP, 2003, p. 32)

6.6 Diseño horizontal

6.6.1 Curvas circulares

“Las curvas circulares son los arcos de círculo que forman la proyección horizontal de las curvas empleadas para unir dos tangentes consecutivas y pueden ser simples o compuestas” (MOP, 2003, p. 36).

De acuerdo a las características geométricas existentes en la vía, se utilizará para el diseño horizontal las curvas circulares simples; entre sus elementos tenemos:

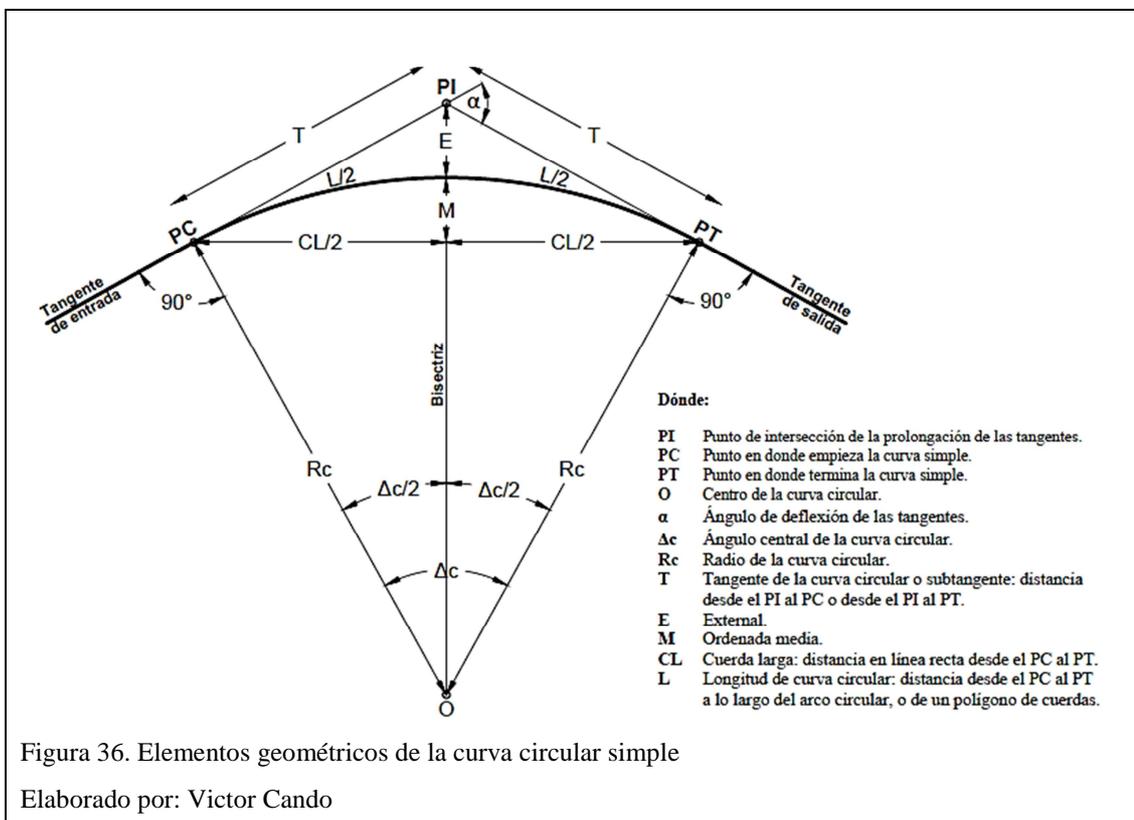


Figura 36. Elementos geométricos de la curva circular simple

Elaborado por: Victor Cando

6.6.2 Peralte (e)

Es la pendiente transversal que se da en las curvas horizontales a la calzada. El objetivo del peralte es contrarrestar la fuerza centrífuga que empuja al vehículo hacia el exterior de la curva. También tiene la función de evacuar el agua de la calzada.

Se recomienda para vías de dos carriles un peralte máximo del 10% para carreteras y caminos con capas de rodadura asfáltica, de concreto o empedrada para velocidades de diseño mayores a 50 Km/h; y del 8% para caminos con capa granular de rodadura y velocidades hasta 50Km/h (MOP, 2003, p. 56).

6.6.3 Coeficiente de fricción lateral (f)

Según las normas AASHTO el valor de **f** correspondiente al peralte viene dado por:

$$f = 0.19 - 0.000626 \times V_D$$

$$f = 0.19 - 0.000626 \times 80$$

$$f = 0.140$$

6.6.4 Radio mínimo de curvatura horizontal (R)

El radio mínimo de la curvatura horizontal es el valor más bajo que posibilita la seguridad en el tránsito a una velocidad de diseño dada en función del máximo peralte (e) adoptado y el coeficiente (f) de fricción lateral correspondiente. El empleo de curvas con Radios menores al mínimo establecido exigirá peraltes que sobrepasen los límites prácticos de operación de vehículos (MOP, 2003, p. 36).

El radio mínimo de curvatura en condiciones de seguridad puede calcularse con la siguiente fórmula:

$$R = \frac{V_D^2}{127(e + f)}$$

Dónde:

R: Radio mínimo de una curva horizontal [m].

V_D: Velocidad de diseño [Km/h].

f: Coeficiente de fricción lateral.

e: Peralte de la curva [m/m] (metro por metro ancho de la calzada).

$$R = \frac{V_D^2}{127(e + f)}$$

$$R = \frac{80^2}{127(10\% + 0.140)}$$

$$R = 209.97 \text{ m} \approx 210.0 \text{ m}$$

$$R = \frac{V_D^2}{127(e + f)}$$

$$R = \frac{45^2}{127(8\% + 0.206)}$$

$$R = 55.75 \text{ m} \approx 60.0 \text{ m}$$

En la siguiente tabla se dan a conocer los valores de radio mínimo de curvatura horizontal recomendados por el MOP.

Tabla 51. Radios mínimos de curvas en función del peralte “e” y del coeficiente de fricción lateral “f”.

Velocidad de diseño [Km/h]	Coeficiente de fricción lateral "f" máximo	Radio mínimo calculado				Radio mínimo recomendado			
		e 0.10	e 0.08	e 0.06	e 0.04	e 0.10	e 0.08	e 0.06	e 0.04
20	0.350		7.32	7.68	8.08		18	20	20
25	0.315		12.46	13.12	13.86		20	25	25
30	0.284		19.47	20.60	21.87		25	30	30
35	0.255		28.79	30.62	32.70		30	35	35
40	0.221		41.86	44.83	48.27		42	45	50
45	0.206		55.75	59.94	64.82		60	60	65
50	0.190		72.91	78.74	85.59		75	80	90
60	0.165	106.97	115.70	125.98	138.28	110	120	130	140
70	0.150	154.33	167.75	183.73	203.07	160	170	185	205
80	0.140	209.97	229.06	251.97	279.97	210	230	255	280
90	0.134	272.56	298.04	328.76	366.55	275	300	330	370
100	0.130	342.35	374.95	414.42	463.18	350	375	415	465
110	0.124	425.34	467.04	517.80	580.95	430	470	520	585
120	0.120	515.39	566.93	629.92	708.66	520	570	630	710

Fuente: (MOP, 2003, p. 37)

Por lo tanto los radios mínimos de curvatura horizontal serán:

- Para una velocidad de diseño de 80 Km/h, su valor es $R_{\text{mín}}$: 210.0 m.
- Para una velocidad de diseño de 45 Km/h, su valor es $R_{\text{mín}}$: 60.0 m.

6.6.5 Transición del peralte

“La longitud de transición sirve para efectuar la transición de las pendientes transversales entre una sección normal y otra peraltada alrededor del eje de la vía o de uno de sus bordes” (MOP, 2003, p. 60).

La longitud de transición se considera desde aquella sección transversal donde el carril exterior se encuentra a nivel o no tiene bombeo, hasta aquella sección donde la calzada tiene todo su peralte (e) completo. La longitud de aplanamiento (N) es la longitud necesaria para que el carril exterior pierda su bombeo o se aplane (Grisales, 2002, p. 162).

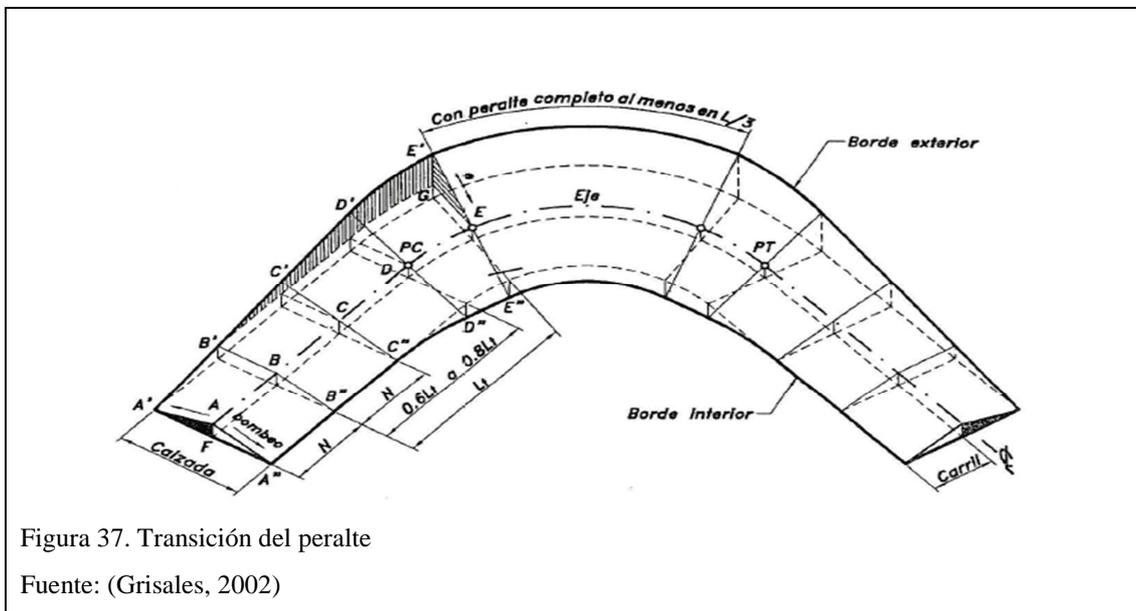


Figura 37. Transición del peralte

Fuente: (Grisales, 2002)

En términos generales, en las curvas circulares, la transición del peralte se desarrolla una parte en la tangente y la otra en la curva, exigiéndose en el PC y en el PT de la misma entre un 60% y un 80%

del peralte total, prefiriéndose valores promedio de este rango (Grisales, 2002, p. 163).

“Para casos difíciles, el peralte puede desarrollarse la mitad (0.5 L) en la recta y la mitad en curva circular” (MOP, 2003, p. 59). El desarrollo del peralte se calcula en función de la gradiente de borde (i), valor que se obtienen en función de la velocidad de diseño y se presenta en el siguiente cuadro.

Tabla 52. Gradiente longitudinal (i) necesaria para el desarrollo del peralte.

V _D [Km/h]	Valor de (i) [%]	Máxima pendiente equivalente
20	0.800	1:125
25	0.775	1:129
30	0.750	1:133
35	0.725	1:138
40	0.700	1:143
50	0.650	1:154
60	0.600	1:167
70	0.550	1:182
80	0.500	1:200
90	0.470	1:213
100	0.430	1:233
110	0.400	1:250
120	0.370	1:270

Fuente: (MOP, 2003, p. 59)

Entonces:

Longitud de transición

$$L_t = \frac{b \times e}{2 \times i}$$

Longitud de aplanamiento

$$N = \frac{b \times P}{2 \times i}$$

Dónde:

L_t: Longitud de transición [m].

N: Longitud de aplanamiento [m].

e: Peralte necesario de la curva circular [%].

i: Gradiente de borde [%].

b: Ancho de calzada [m] (6.70 m).

P: Pendiente transversal del camino [%] (2%).

- **Para $V_D = 80 \text{ Km/h}$**

Longitud de transición: L_t

$$L_t = \frac{b \times e}{2 \times i} = \frac{6.70 \times 10\%}{2 \times 0.500} = 67.0 \text{ m}$$

Longitud de aplanamiento: N

$$N = \frac{b \times P}{2 \times i} = \frac{6.70 \times 2\%}{2 \times 0.500} = 13.4 \text{ m} \approx 13.0 \text{ m}$$

- **Para $V_D = 45 \text{ Km/h}$**

Longitud de transición: L_t

$$L_t = \frac{b \times e}{2 \times i} = \frac{6.70 \times 8\%}{2 \times 0.675} = 39.70 \text{ m} \approx 40.0 \text{ m}$$

Longitud de aplanamiento: N

$$N = \frac{b \times P}{2 \times i} = \frac{6.70 \times 2\%}{2 \times 0.675} = 9.92 \text{ m} \approx 10.0 \text{ m}$$

Valores que comparados con la tabla 53 están dentro de lo especificado.

Tabla 53. Longitud mínima de transición en función del peralte máximo (e) (Valores recomendados).

Velocidad de diseño Km/h	Pendiente de borde %	Ancho de calzada (6.70 m (2*3.35 m))				Valor de la Longitud tangencial			
		e				e			
		0.10	0.08	0.06	0.04	0.10	0.08	0.06	0.04
Bombeo = 2 %									
20	0.800								

Continúa...

Tabla 53. Longitud mínima de transición en función del peralte máximo (e) (Valores recomendados) (Continuación...)

Velocidad de diseño Km/h	Pendiente de borde %	Ancho de calzada (6.70 m (2*3.35 m))				Valor de la Longitud tangencial			
		e				e			
		0.10	0.08	0.06	0.04	0.10	0.08	0.06	0.04
Bombeo = 2 %									
25	0.775								
30	0.750								
35	0.725								
40	0.700		38	29	19		10	10	10
45	0.675		40	30	20		10	10	10
50	0.650		41	31	21		10	10	10
60	0.600	56	45	34	22	11	11	11	11
70	0.550	61	49	37	24	12	12	12	12
80	0.500	67	54	40	27	13	13	13	13
90	0.470	71	57	43	29	14	14	14	14
100	0.430	78	62	47	31	16	16	16	16
110	0.400	84	67	50	34	17	17	17	17
120	0.370	91	72	54	36	18	18	18	18

Fuente: (MOP, 2003, p. 63)

6.6.6 Sobreebanco en las curvas

El objeto del sobreebanco en la curva horizontal es el de posibilitar el tránsito de vehículos con seguridad y comodidad, es necesario introducir los sobreebanco por las siguientes razones:

- a) El vehículo al describir la curva, ocupa un ancho mayor ya que generalmente las ruedas traseras recorren una trayectoria ubicada en el interior de la descrita por las ruedas delanteras, además el extremo lateral delantero, describe una trayectoria exterior a la del vehículo.
- b) La dificultad que experimentan los conductores para mantenerse en el centro de su carril debido a la menor facilidad para apreciar la posición relativa de su vehículo dentro de la curva.

Esta dificultad aumenta con la velocidad, pero disminuye a medida que los radios de la curva son mayores.

Para determinar la magnitud del sobreebanco debe elegirse un vehículo representativo del tránsito de la ruta (MOP, 2003, p. 68)

En la siguiente figura se puede observar dos vehículos que circulan en una curva de radio R al eje.

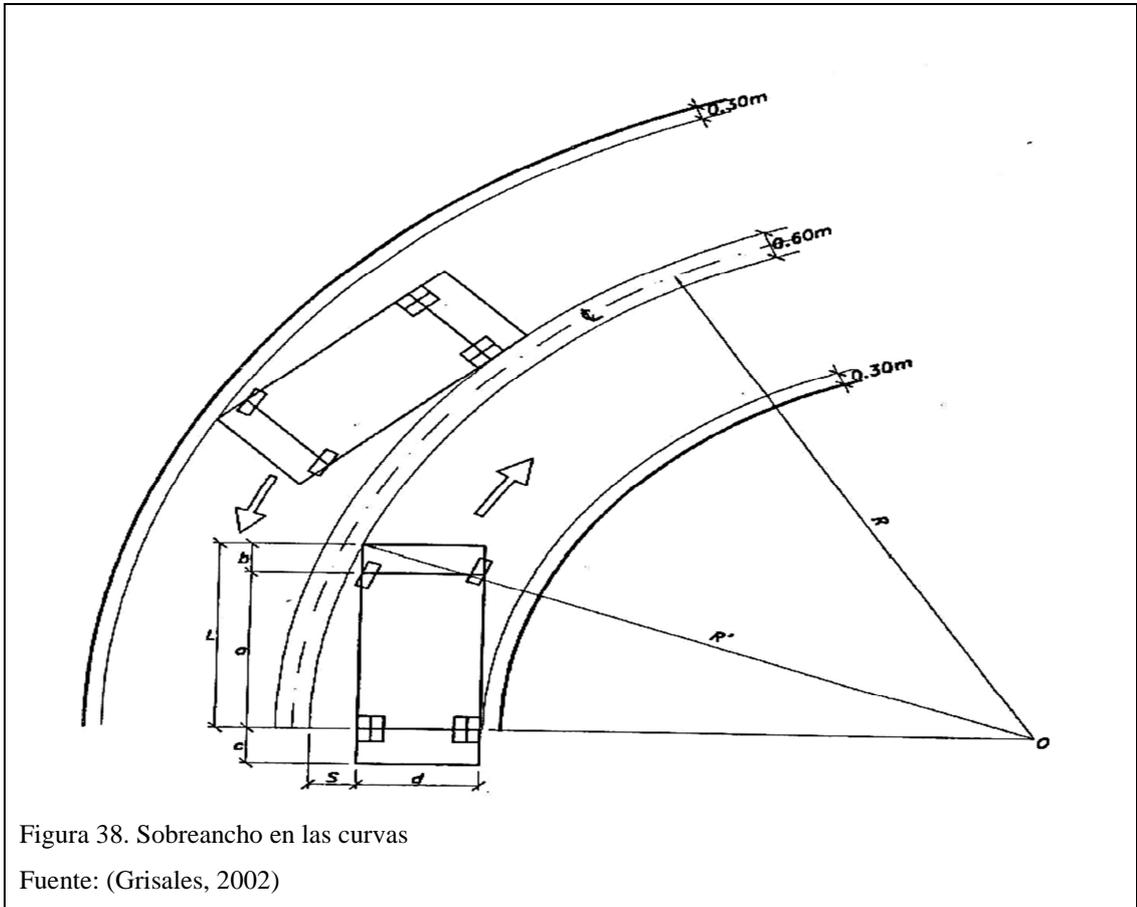


Figura 38. Sobreelevación en las curvas

Fuente: (Grisales, 2002)

A continuación se da a conocer las fórmulas que nos permiten determinar el sobreelevación de un carril de tránsito en una curva.

- Considerando la influencia de la velocidad Barnett da a conocer la siguiente fórmula:

$$S = \frac{0.105 \times V_D}{\sqrt{R}}$$

Fuente: (MOP, 2003, p. 69)

Dónde:

V_D : Velocidad de diseño [Km/h].

R: Radio de la curva [m].

S: Sobreancho [m].

- Considerando la influencia de la velocidad y para diferentes carriles la fórmula es:

$$S = n \left(R - \sqrt{R^2 - L^2} \right) + \frac{V_D}{10 \sqrt{R}}$$

Fuente: (MOP, 2003, p. 69)

Dónde:

S: Sobreancho [m].

n: Número de carriles de la calzada.

R: Radio de la curva circular [m].

L: Longitud entre la parte frontal y el eje posterior del vehículo de diseño [m].

V_D: Velocidad de diseño [Km/h].

- Sobreancho para tractocamiones de 2 ejes y semirremolque de 1 eje.

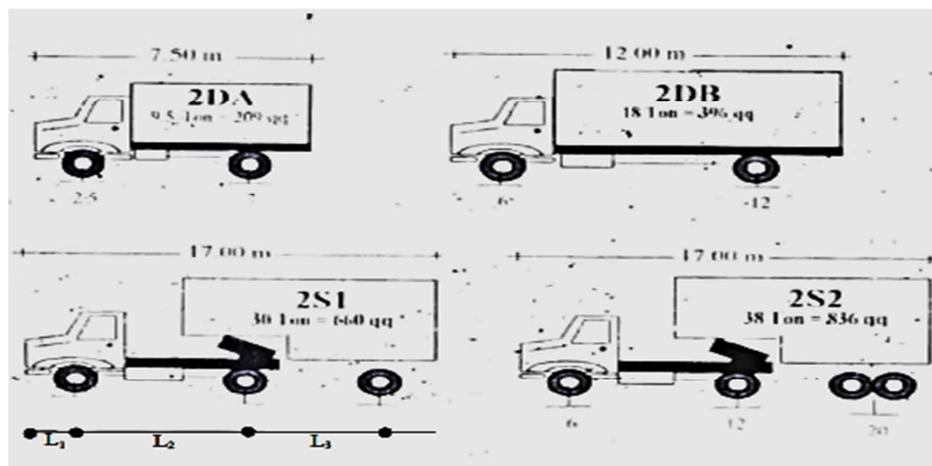


Figura 39. Vehículos tipo 2DA, 2DB, 2S1, 2S2

Fuente: (MOP, 2003, p. 70)

$$S = 2 \left[R - \sqrt{R^2 - (L_2^2 + L_3^2)} \right] + \left[\sqrt{R^2 + L_1(L_1 + 2L_2)} - R \right] + \frac{V_D}{10 \sqrt{R}}$$

Fuente: (MOP, 2003, p. 70)

Las fórmulas descritas anteriormente se aplican para calzadas con un ancho de carril de 3.35 m, para calzadas de diferentes anchos se deberá efectuar correcciones aplicando la siguiente formula:

$$Sa = 2 \times 3.35 + S - Ac$$

Fuente: (MOP, 2003, p. 70)

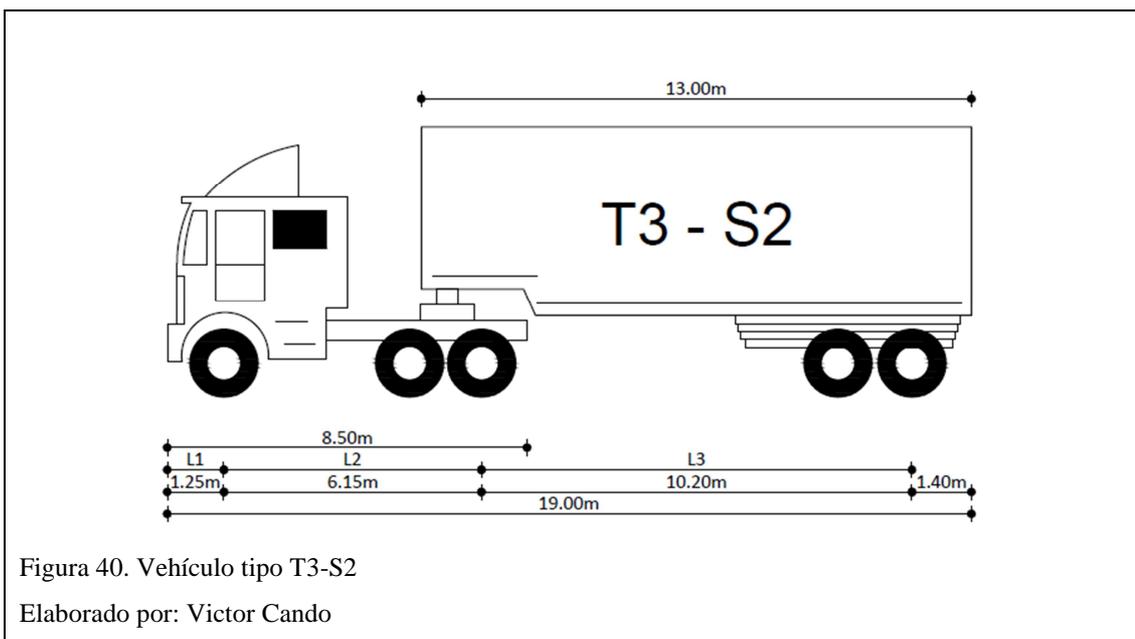
Dónde:

Sa: Sobreancho para una calzada diferente a 6.7 m de ancho.

S: Sobreancho obtenido por las formulas antes descritas.

Ac: Ancho de la calzada.

Para calcular el sobreancho se toma como vehículo tipo el T3-S2, ya que de acuerdo a la clasificación vehicular (Capítulo 3) este tipo de vehículo es el de mayor longitud que se presentará en la vía. En la siguiente figura se da a conocer sus dimensiones.



Para determinar los diferentes valores de sobreelevaciones se ha empleado la siguiente ecuación:

$$S = 2 \left[R - \sqrt{R^2 - (L_2^2 + L_3^2)} \right] + \left[\sqrt{R^2 + L_1(L_1 + 2L_2)} - R \right] + \frac{V_D}{10 \sqrt{R}}$$

Datos:

$$R_{\text{mín}} = 210 \text{ m}$$

$$V_D = 80 \text{ Km/h.}$$

$$L_1 = 1.25 \text{ m}$$

$$L_2 = 6.15 \text{ m}$$

$$L_3 = 10.20 \text{ m}$$

$$S = 2 \left[210 - \sqrt{210^2 - (6.15^2 + 10.20^2)} \right] + \left[\sqrt{210^2 + 1.25(1.25 + 2 \times 6.15)} - 210 \right] + \frac{80}{10 \sqrt{210}}$$

$$S = 1.27 \text{ m} \approx 1.30 \text{ m}$$

$$R_{\text{mín}} = 60 \text{ m}$$

$$V_D = 80 \text{ Km/h.}$$

$$L_1 = 1.25 \text{ m}$$

$$L_2 = 6.15 \text{ m}$$

$$L_3 = 10.20 \text{ m}$$

$$S = 2 \left[60 - \sqrt{60^2 - (6.15^2 + 10.20^2)} \right] + \left[\sqrt{60^2 + 1.25(1.25 + 2 \times 6.15)} - 60 \right] + \frac{80}{10 \sqrt{60}}$$

$$S = 3.56 \text{ m} \approx 3.60 \text{ m}$$

6.6.6.1 Valores de diseño

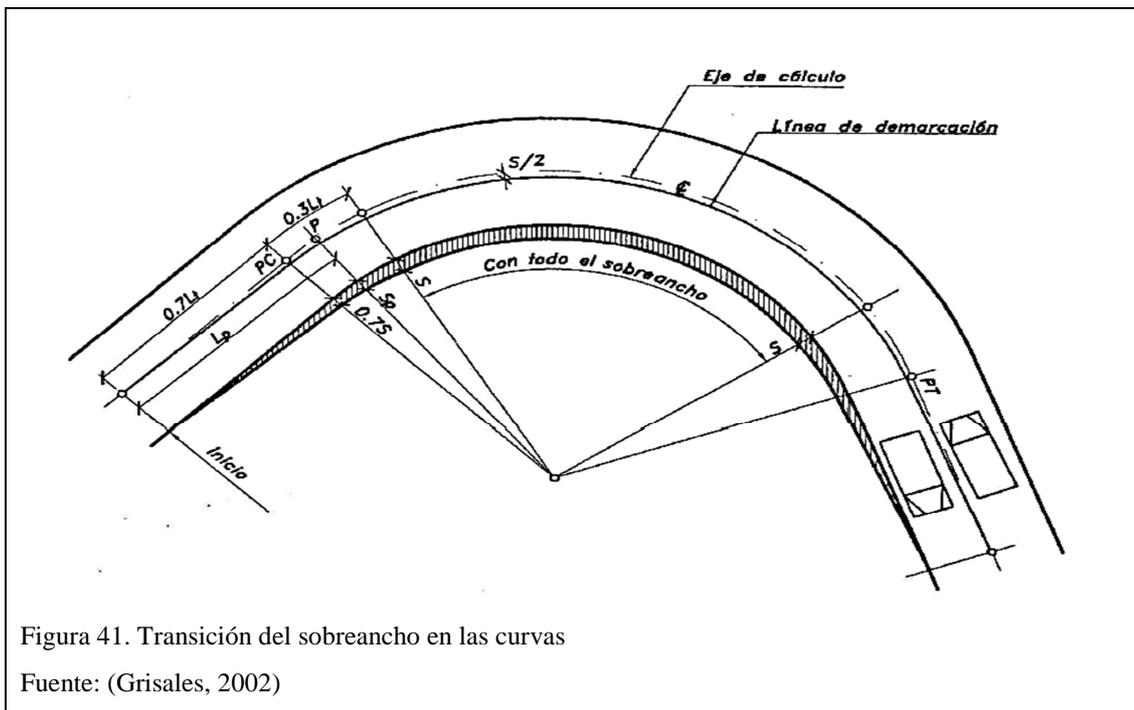
“Por razones de costo se establece el valor mínimo de diseño del sobreelevación igual a 30 cm para velocidades de hasta 50 Km/h y de 40 cm para velocidades mayores.” (MOP, 2003, p. 71).

6.6.6.2 Transición del sobreebancho

Con el fin de disponer de un alineamiento continuo en los bordes de la calzada, el sobreebancho debe desarrollarse gradualmente a la entrada y a la salida de las curvas.

En el caso de curvas circulares simples, por razones de apariencia, el sobreebancho debe desarrollarse linealmente a lo largo del lado interno de la calzada en la misma longitud L_t utilizada para la transición del peraltado. Así por ejemplo, si la transición al PC y PT es del 70%, en la siguiente figura, se aprecia la aparición del sobreebancho S , de tal forma que el sobreebancho S_p en cualquier punto P , situado a una distancia L_p desde el inicio es: (Grisales, 2002, pp. 229, 230)

$$S_p = \left(\frac{L_p}{L_t} \right) \times S$$



En la siguiente tabla se da a conocer las curvas horizontales desarrolladas en el proyecto con cada uno de sus elementos.

Tabla 54. Elementos de curva horizontal

N° Curva	Radio	T	L	CL	E	M	PI	PC	PT	PI NORTE	PI ESTE	Sentido
PI:1	210.00	55.71	108.91	107.70	7.26	7.02	5+135.89	5+080.18	5+189.09	9983215.06	701965.11	Izquierda
PI:2	400.00	115.56	225.00	222.05	16.36	15.72	5+442.70	5+327.13	5+552.14	9983253.71	702272.00	Izquierda
PI:3	210.00	48.71	95.73	94.91	5.58	5.43	5+644.69	5+595.98	5+691.72	9983385.83	702432.81	Derecha
PI:4	210.00	60.22	117.30	115.78	8.47	8.14	5+808.66	5+748.44	5+865.74	9983423.90	702594.03	Izquierda
PI:5	210.00	60.31	117.46	115.94	8.49	8.16	6+032.54	5+972.23	6+089.69	9983585.25	702753.75	Derecha
PI:6	210.00	67.10	129.89	127.83	10.46	9.96	6+223.31	6+156.22	6+286.10	9983629.68	702942.52	Izquierda
PI:7	150.00	42.74	83.27	82.21	5.97	5.74	6+445.20	6+402.46	6+485.74	9983799.56	703091.87	Derecha
PI:8	100.00	91.47	148.18	134.99	35.53	26.21	6+617.48	6+526.01	6+674.19	9983850.20	703258.84	Izquierda
PI:9	210.00	33.60	66.64	66.36	2.67	2.64	6+786.88	6+753.28	6+819.92	9984050.07	703217.19	Derecha
PI:10	60.00	43.57	75.37	70.51	14.15	11.45	6+905.04	6+861.47	6+936.84	9984168.05	703230.44	Derecha
PI:11	60.00	27.95	52.31	50.67	6.19	5.61	6+991.90	6+963.96	7+016.26	9984187.91	703327.06	Izquierda
PI:12	150.00	50.86	98.07	96.34	8.39	7.94	7+086.06	7+035.20	7+133.27	9984273.87	703373.61	Derecha
PI:13	210.00	37.32	73.86	73.48	3.29	3.24	7+235.17	7+197.86	7+271.72	9984336.25	703513.04	Izquierda
PI:14	210.00	39.58	78.24	77.79	3.70	3.63	7+345.52	7+305.94	7+384.18	9984413.80	703592.63	Derecha

Elaborado por: Victor Cando

Abreviaturas:

- | | | |
|--|---|--|
| T: Tangente de la curva circular. | E: External. | PC: Punto en donde empieza la curva simple. |
| L: Longitud de curva circular. | M: Ordenada media. | PT: Punto en donde termina la curva simple. |
| CL: Cuerda larga. | PI: Punto de intersección de la prolongación de las tangentes. | |

Tabla 55. Cuadro de peraltes, sobreesanchos, longitudes de aplanamiento y longitudes de transición

Velocidad de diseño [Km/h]		80	Gradiente longitudinal [%]		0.5
Ancho de vía [m]		6.7	Pendiente de la vía [%]		2
Número de carriles "n"		2	Peralte máximo [%]		10
Vehículo tipo T3-S2	L1 [m]	1.25	L2 [m]	6.15	L3 [m] 10.2
N° Curva	Radio [m]	Peralte [%]	Sobreesancho [m]	L. Aplanamiento "N" [m]	L. Transición "L_t" [m]
PI:1	210.00	10.0	1.30	13	72
PI:2	400.00	7.6	0.80	13	55
PI:3	210.00	10.0	1.30	13	49
PI:4	210.00	10.0	1.30	13	52
PI:5	210.00	10.0	1.30	13	77
PI:6	210.00	10.0	1.30	13	57
PI:7	150.00	10.0	1.70	13	82
PI:8	100.00	10.0	2.30	13	44
PI:9	210.00	10.0	1.30	13	64
PI:10	60.00	10.0	3.60	13	45
PI:11	60.00	10.0	3.60	13	38
PI:12	150.00	10.0	1.70	13	34
PI:13	210.00	10.0	1.30	13	56
PI:14	210.00	10.0	1.30	13	41
Señalización (reducción de velocidad: 45 Km/h)					

Elaborado por: Victor Cando

El diagrama de peraltes y la transición de peraltes y sobreesanchos se pueden observar en el Anexo 8.

6.6.7 Distancia de visibilidad para el rebasamiento de un vehículo

La distancia de visibilidad para el rebasamiento de un vehículo es la distancia necesaria que se requiere para que un vehículo pueda rebasar a otro que circula en el mismo carril, sin que produzca la colisión con un tercer vehículo que venga en sentido contrario.

Para determinar la distancia de rebasamiento se consideran las siguientes hipótesis:

1. “El vehículo rebasado circula con velocidad uniforme” (MOP, 2003, p. 192).

2. “Cuando llega a la zona de rebasamiento, el conductor del vehículo rebasante requiere de corto tiempo para percibir dicha zona y reaccionar iniciando la maniobra” (MOP, 2003, p. 193).
3. “El vehículo rebasante acelera durante la maniobra y su velocidad promedio durante la ocupación del carril izquierdo es de 16 kilómetros por hora, mayor a la del vehículo rebasado” (MOP, 2003, p. 193).
4. “Cuando el vehículo rebasante regresa a su propio carril del lado derecho, existe un espacio suficiente entre dicho vehículo y otro que viene en sentido contrario por el otro carril” (MOP, 2003, p. 193).

Por lo tanto la distancia de visibilidad para el rebasamiento en carreteras de dos carriles será igual a:

$$d_r = d_1 + d_2 + d_3 + d_4$$

Dónde:

d₁: Distancia recorrida por el vehículo rebasante en el tiempo de precepción/reacción y durante la aceleración inicial hasta alcanzar el carril izquierdo de la carretera.

d₂: Distancia recorrida por el vehículo rebasante durante el tiempo que ocupa el carril izquierdo.

d₃: Distancia entre el vehículo rebasante y el vehículo que vienen en sentido opuesto, al final de la maniobra. Asumir de 30 m a 90 m.

d₄: Distancia recorrida por el vehículo que viene en sentido opuesto durante dos tercios del tiempo empleado por el vehículo rebasante, mientras usa el carril izquierdo; es decir 2/3 de d₂. Se asume que la velocidad del vehículo que viene en sentido opuesto es igual a la del vehículo rebasante.

Estas distancias se pueden observar en la siguiente figura:

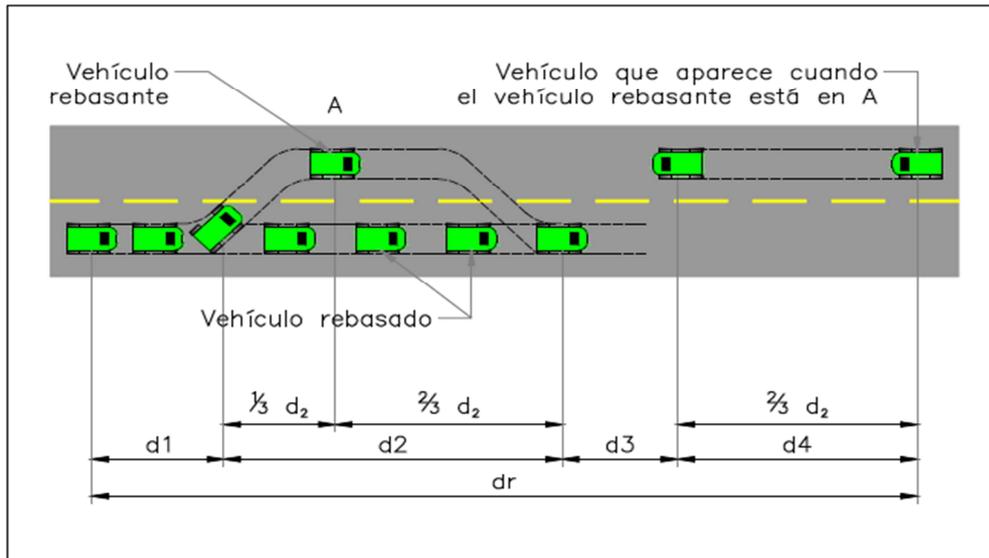


Figura 42. Distancia de rebasamiento

Elaborado por: Victor Cando

Estas distancias parciales se calculan en base a las siguientes fórmulas:

$$d_1 = 0.14 \times t_1 (2 \times V - 2 \times m + a \times t_1)$$

$$d_2 = 0.28 \times V \times t_2$$

$$d_3 = 0.187 \times V \times t_2 \quad (30m \text{ a } 90m)$$

$$d_4 = 0.18 \times V \times t_2$$

Fuente: (MOP, 2003, p. 194)

Dónde:

d₁, d₂, d₃, d₄: Distancias [m]

t₁: Tiempo de la maniobra inicial [seg]

t₂: Tiempo durante el cual el vehículo rebasante ocupa el carril del lado izq. [seg]

V: Velocidad promedio del vehículo rebasante [Km/h]

m: Diferencia de velocidades entre el vehículo rebasante y el rebasado [Km/h]

a: Aceleración promedio del vehículo rebasante [kph/seg]

En la tabla 56 se indican los elementos de la distancia de visibilidad de rebasamiento para carreteras de dos carriles; y en la tabla 57 se da a conocer las velocidades de los vehículos rebasado y rebasante para aplicarse en las ecuaciones para el cálculo de las distancias parciales.

Tabla 56. Elementos de la distancia de visibilidad para rebasamiento en condiciones de seguridad para carreteras de dos carriles

Grupo de velocidades [kph]	48 - 64	64 - 80	80 - 96	96 - 112
Velocidad promedio para rebasamiento [kph]	56.00	70.00	84.00	99.00

Maniobra inicial

a = aceleración promedio [kph/seg]	2.24	2.29	2.35	2.40
t1 = tiempo [seg]	3.60	4.00	4.30	4.50
d1 = distancia recorrida [m]	44.00	66.00	88.00	112.00

Ocupación del carril del lado izquierdo:

t2 = tiempo [seg]	9.30	10.00	10.70	11.30
d2 = distancia recorrida [m]	145.00	196.00	251.00	313.00

Vehículo opuesto:

d3 = distancia libre entre el vehículo rebasante y el vehículo opuesto	30.00	55.00	76.00	91.00
d4 = distancia recorrida [m]	30.00	55.00	76.00	91.00

Distancia de visibilidad para rebasamiento [m]

dr = d1 + d2 + d3 + d4	316	448	583	725
-------------------------------	------------	------------	------------	------------

Fuente: (MOP, 2003, p. 196)

Tabla 57. Velocidades de vehículo rebasado y rebasante en función de la velocidad de diseño

V _D [Km/h]	Velocidades de los vehículos [Km/h]		Distancia mínima de rebasamiento [m]	
	Rebasado	Rebasante	Calculada	Recomendada
25	24	40	---	(80)
30	28	44	---	(110)
35	33	49	---	(130)
40	35	51	268	270 (150)
45	39	55	307	310 (180)

Continúa...

Tabla 57. Velocidades de vehículo rebasado y rebasante en función de la velocidad de diseño (Continuación...)

VD [Km/h]	Velocidades de los vehículos [Km/h]		Distancia mínima de rebasamiento [m]	
	Rebasado	Rebasante	Calculada	Recomendada
50	43	59	345	345 (210)
60	50	66	412	415 (290)
70	58	74	488	490 (380)
80	66	82	563	565 (480)
90	73	89	631	640
100	79	95	688	690
110	87	103	764	830 *
120	94	110	831	830

NOTAS:
 "*" Valor utilizado con margen de seguridad por sobrepasar la velocidad de rebasamiento los 100 kph
 () Valores utilizados para caminos vecinales.

Fuente: (MOP, 2003, p. 197)

Datos:

$$V_D = 80 \text{ [Km/h]}$$

$$t_1 = 4.00 \text{ [seg]} \text{ (Tabla 74)}$$

$$t_2 = 10.00 \text{ [seg]} \text{ (Tabla 74)}$$

$$V_{\text{rebasante}} = 82 \text{ [Km/h]} \text{ (Tabla 75)}$$

$$V_{\text{rebasado}} = 66 \text{ [Km/h]} \text{ (Tabla 75)}$$

$$m = V_{\text{rebasante}} - V_{\text{rebasado}} = 16 \text{ [Km/h]}$$

$$a = 2.29 \text{ [kph/seg]} \text{ (Tabla 74)}$$

Cálculos:

$$d_1 = 0.14 \times t_1 (2 \times V - 2 \times m + a \times t_1)$$

$$d_1 = 0.14 \times 4.00 (2 \times 82 - 2 \times 16 + 2.29 \times 4.00)$$

$$d_1 = 79.05 \text{ m}$$

$$d_2 = 0.28 \times V \times t_2$$

$$d_2 = 0.28 \times 82 \times 10.00$$

$$d_2 = 229.60 \text{ m}$$

$$d_3 = 0.187 \times V \times t_2$$

$$d_3 = 0.187 \times 82 \times 10.00$$

$$d_3 = 153.34 \text{ m}$$

$$d_4 = 55.00 \text{ m}$$

$$dr = d_1 + d_2 + d_3 + d_4$$

$$dr = 79.05 + 229.60 + 153.34 + 55.00$$

$$dr = 516.99 \text{ m}$$

De acuerdo a las Normas de Diseño Geométrico de Carreteras MOP – 2003, se recomienda los valores de diseño de la distancia de visibilidad de rebasamiento que se indican en la siguiente tabla.

Tabla 58. Valores de diseño de las distancias de visibilidad mínimas para el rebasamiento de un vehículo [metros].

Clase de carretera	Valor recomendable			Valor absoluto		
	Llano	Ondulado	Montañoso	Llano	Ondulado	Montañoso
R-I o R-II > 8000 TPDA	830	830	640	830	640	565
I 3000 a 8000 TPDA	830	690	565	690	565	415
II 1000 a 3000 TPDA	690	640	490	640	565	345
III 300 a 1000 TPDA	640	565	415	565	415	270
IV 100 a 300 TPDA	480	290	210	290	150	110
V Menos de 100 TPDA	290	210	150	210	150	110

Fuente: (MOP, 2003, p. 198)

Para nuestro proyecto el valor de la distancia de visibilidad de rebasamiento calculada es inferior al recomendado por la norma MOP-2003 para terreno ondulado, por lo tanto, se adopta la distancia de rebasamiento **dr = 565 m**

6.7 Diseño vertical

El criterio de diseño es la adaptación máxima posible al trazado actual y a la orografía existente, con el objeto de evitar afectaciones importantes en las propiedades privadas, siempre teniendo en cuenta los parámetros mínimos para una velocidad de proyecto de 80 Km/h.

6.7.1 Gradientes máximas y mínimas

“En general, las gradientes a adoptarse dependen directamente de la topografía del terreno y deben tener valores bajos, en lo posible, a fin de permitir razonables velocidades de circulación y facilitar la operación de los vehículos.” (MOP, 2003, p. 204).

En el siguiente cuadro se da a conocer los valores de diseño de las gradientes longitudinales máximas que pueden adoptarse.

Tabla 59. Valores de diseño de las gradientes longitudinales máximas

Clase de carretera	Valor recomendable			Valor absoluto		
	L	O	M	L	O	M
R-I o R-II > 8.000 TPDA	2	3	4	3	4	6
I 3.000 a 8.000 TPDA	3	4	6	3	5	7
II 1.000 a 3.000 TPDA	3	4	7	4	6	8
III 300 a 1.000 TPDA	4	6	7	6	7	9
IV 100 a 300 TPDA	5	6	8	6	8	12
V Menos de 100 TPDA	5	6	8	6	8	14

Fuente: (MOP, 2003, p. 204)

La Gradiente y Longitud máximas, pueden adaptarse a los siguientes valores:

Para gradientes del: 8-10%, La longitud máxima será de: 1.000 m.

10-12%, La longitud máxima será de: 500 m.

12-14%, La longitud máxima será de: 250 m.

En longitudes cortas se puede aumentar la gradiente en 1 por ciento, en terrenos ondulados y montañosos, a fin de reducir los costos de construcción (Para las vías de 1º, 2º y 3º clase) (MOP, 2003, p. 205).

La gradiente longitudinal mínima de acuerdo a las recomendaciones del MOP será de 0.5 por ciento.

Las gradientes y las longitudes máximas desarrolladas en el proyecto vertical tienen un valor promedio del 3.31% con longitudes en el rango de [113.0 m y 855.0 m].

Estas gradientes y longitudes se las puede observar en el perfil vertical de los planos de diseño. Ver Anexo 8

6.7.2 Curvas verticales

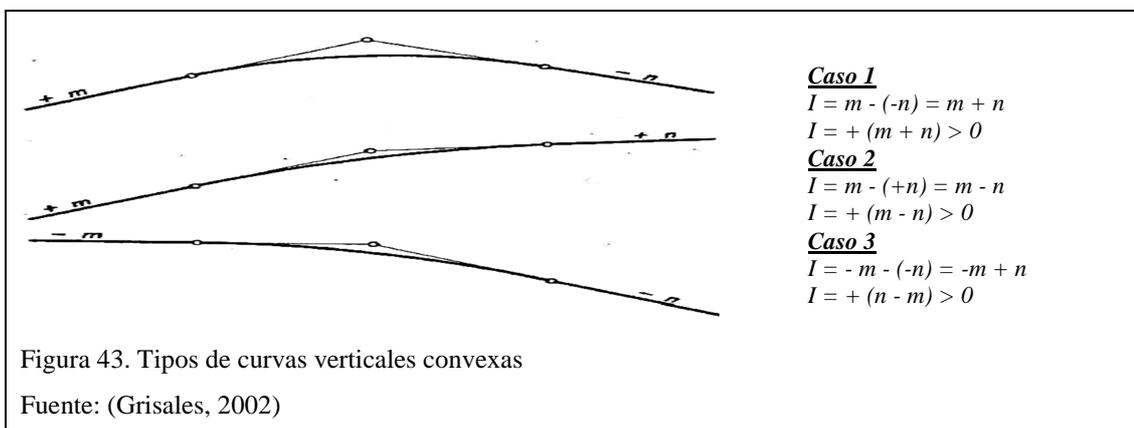
Una curva vertical es aquel elemento del diseño en perfil que permite el enlace de dos tangentes verticales consecutivas, tal que a lo largo de su longitud se efectúa el cambio gradual de la pendiente de la tangente de entrada a la pendiente de la tangente de salida, de tal forma que facilite una operación vehicular segura y confortable, que sea de apariencia agradable y que permita un drenaje adecuado (Grisales, 2002, p. 268).

La curva vertical predilecta para su diseño en el proyecto vertical es la parábola simple, la misma que se aproxima a una curva circular.

Las curvas verticales pueden ser convexas y cóncavas.

6.7.2.1 Curvas verticales convexas

La longitud mínima de las curvas verticales se determina en base a los requerimientos de la distancia de visibilidad para parada de un vehículo, considerando una altura del ojo del conductor de 1,15 metros y una altura del objeto que se divisa sobre la carretera igual a 0,15 metros (MOP, 2003, p. 208).



La longitud de una curva vertical convexa se determina mediante la siguiente expresión:

$$L = K \times A$$

Dónde:

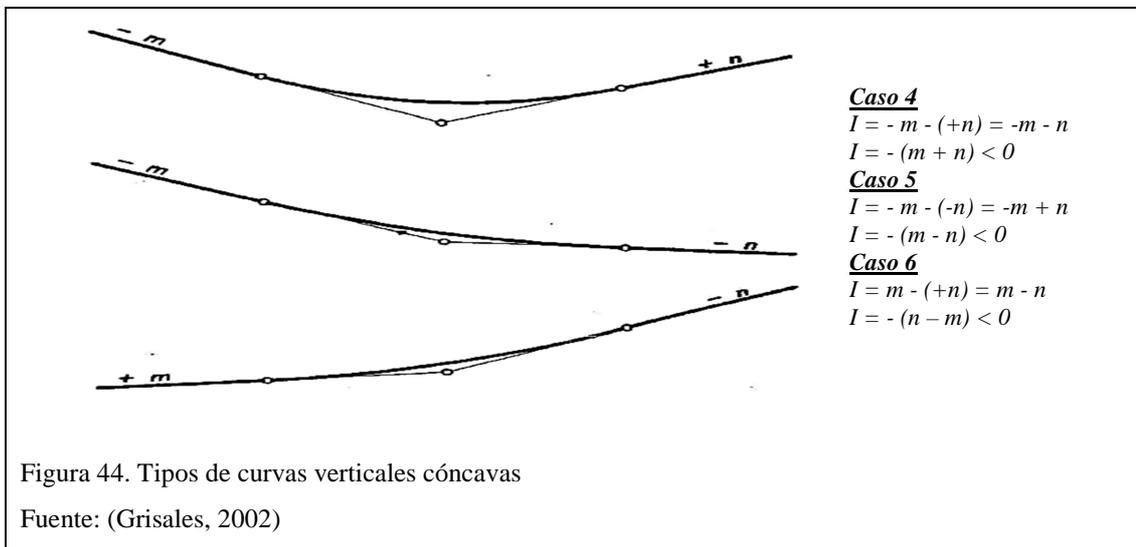
L: Longitud de curva vertical convexa [m].

K: Factor tomado en función de la velocidad de diseño.

A: Diferencia algébrica de las gradientes [%].

6.7.2.2 Curvas verticales cóncavas

Por motivos de seguridad, es necesario que las curvas verticales cóncavas sean lo suficientemente largas, de modo que la longitud de los rayos de luz de los faros de un vehículo sea aproximadamente igual a la distancia de visibilidad necesaria para la parada de un vehículo (MOP, 2003, p. 211).



La longitud de una curva vertical cóncava se determina mediante la siguiente expresión:

$$L = K \times A$$

En la siguiente tabla se da a conocer los valores mínimos de diseño del coeficiente “K” para la determinación de la longitud de las curvas verticales.

Tabla 60. Valores mínimos de diseño del coeficiente “K” para la determinación de la longitud de curvas verticales mínimas

Velocidad de diseño kph	Distancia de visibilidad para parada "S" [m]	Curvas verticales convexas		Curvas verticales cóncavas	
		Coeficiente $K=S^2/426$		Coeficiente $K=S^2/122+3.5 S$	
		Calculado	Recomendado	Calculado	Recomendado
20	20	0.94	1	2.08	2
25	25	1.47	2	2.98	3
30	30	2.11	2	3.96	4
35	35	2.88	3	5.01	5
40	40	3.76	4	6.11	6
45	50	5.87	6	8.42	8
50	55	7.10	7	9.62	10
60	70	11.50	12	13.35	13
70	90	19.01	19	18.54	19
80	110	28.40	28	23.87	24
90	135	42.78	43	30.66	31
100	160	60.09	60	37.54	38
110	180	76.06	80	43.09	43
120	220	113.62	115	54.26	54

Fuente: (MOP, 2003, pp. 210, 212)

La longitud mínima de curvas verticales según criterios de operación, expresada en metros, se determina mediante la siguiente fórmula:

$$L = 0.60 \times V_D$$

Dónde:

V_D: Velocidad de diseño [Km/h].

En la siguiente tabla se da a conocer los valores de la longitud mínima de curvas verticales según criterios de operación.

Tabla 61. Longitudes mínimas para curvas verticales

Velocidad de diseño kph	Longitud mínima de curvas verticales [m]
20	20*
25	20*
30	20*
35	21
40	24
45	27
50	30
60	36
70	42
80	48
90	54
100	60
110	66
120	72

*La adopción de este valor tiene como finalidad garantizar unas mínimas condiciones de estética a las carreteras, y por consiguiente de comodidad para los usuarios.

Fuente: (MOP, 2003)

En general, en el rediseño de la vía en el proyecto vertical, para una velocidad de diseño de 80 Km/h, los valores de las longitudes de curva vertical “CVL” y “K” cumplen con lo especificado en la norma.

Cabe recalcar que la reducción de la velocidad a 45 Km/h se produce entre las abscisas [6+402.46 – 7+133.27], por lo tanto, el “ $K_{\text{mín}}$ ” desarrollado en este tramo, podrá tener un valor de 8 correspondiente a una curva vertical cóncava como lo indica la norma.

En la siguiente tabla se da a conocer las curvas verticales desarrolladas en el proyecto.

Tabla 62. Datos de las curvas verticales desarrollados en el proyecto vertical

Punto PIV	Abscisas PIV	Cotas [m]	Longitud CVL (m)	Pendientes [%]		A [%]	K
PIV-1	5+060.00	480.250	95	1.25	-1.80	3.05	31.15
PIV-2	5+455.00	473.140	90	-1.80	1.90	3.70	24.32
PIV-3	6+470.00	492.408	260	1.90	-6.81	8.71	29.85

Continúa...

Tabla 62. Datos de las curvas verticales desarrolladas en el proyecto vertical (Continuación...)

Punto PIV	Abcisas PIV	Cotas [m]	Longitud CVL (m)	Pendientes [%]		A [%]	K
PIV-4	6+870.00	465.176	200	-6.81	7.00	13.81	14.48
PIV-5	7+185.00	487.226	180	7.00	1.12	5.88	30.61
Curva vertical convexa \cap							
Curva vertical cóncava \cup							

Elaborado por: Victor Cando

6.8 Sección transversal

La sección transversal define la posición de los diferentes elementos de la plataforma, con lo cual, se define totalmente el trazado. Para el proyecto la sección transversal estará formada por una calzada, cunetas, y taludes laterales; no se incluyen espaldones con el fin de minimizar en lo posible afectaciones hacia las propiedades privadas existentes.

En la siguiente tabla se indican los valores de diseño para el ancho de la calzada en función de los volúmenes de tráfico, para el Ecuador.

Tabla 63. Anchos de calzada según los volúmenes de tráfico

Ancho de calzada		
Clase de carretera	Ancho de calzada (m)	
	Recomendable	Absoluto
R-I o R-II > 8000 TPDA	7,30	7,30
I 3000 a 8000 TPDA	7,30	7,30
II 1000 a 3000 TPDA	7,30	6,50
III 300 a 1000 TPDA	6,70	6,00
IV 100 a 300 TPDA	6,00	6,00
V menos de 100 TPDA	4,00	4,00

Fuente: (MOP, 2003, p. 227)

De la tabla anterior, para una vía colectora clase III determinada en el capítulo 3 correspondiente al estudio de tráfico, se obtiene un ancho de calzada recomendable de 6.70 m, con lo cual la sección transversal queda establecida de la siguiente manera:

SECCIÓN TRANSVERSAL TIPO

Pavimento Flexible

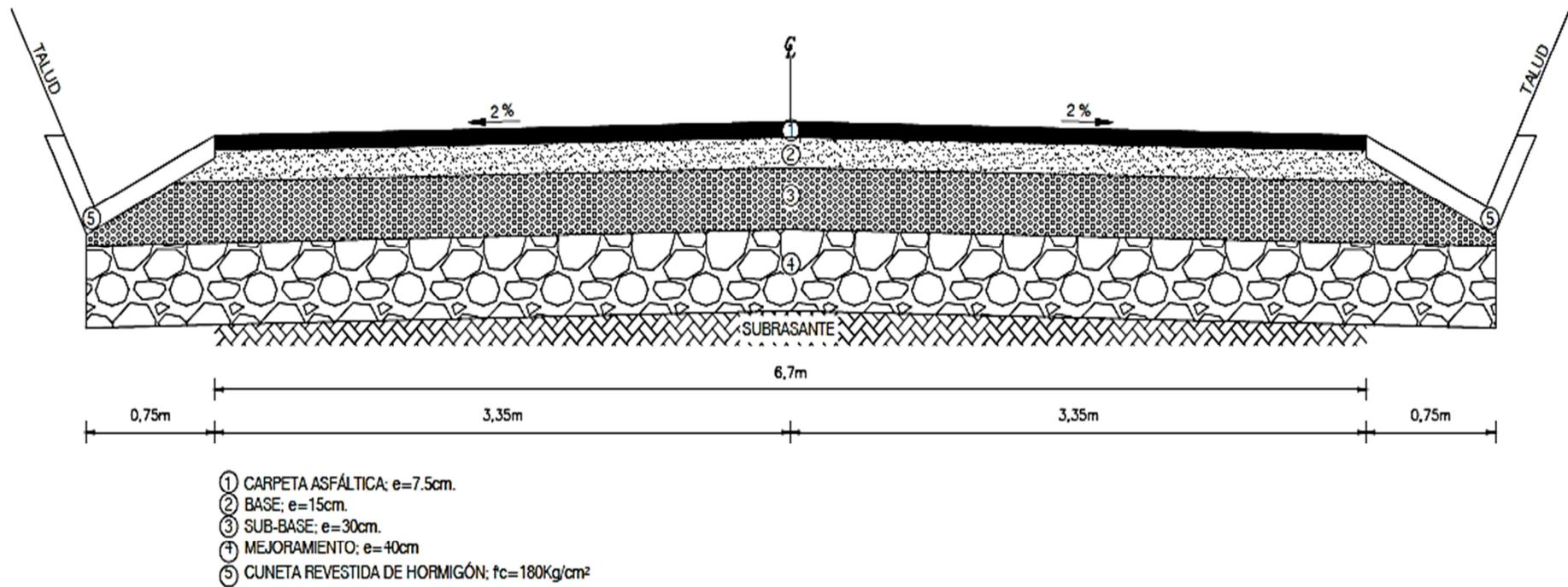


Figura 45. Sección transversal para pavimento Flexible

Elaborado por: Victor Cando

SECCIÓN TRANSVERSAL TIPO

Pavimento Rígido

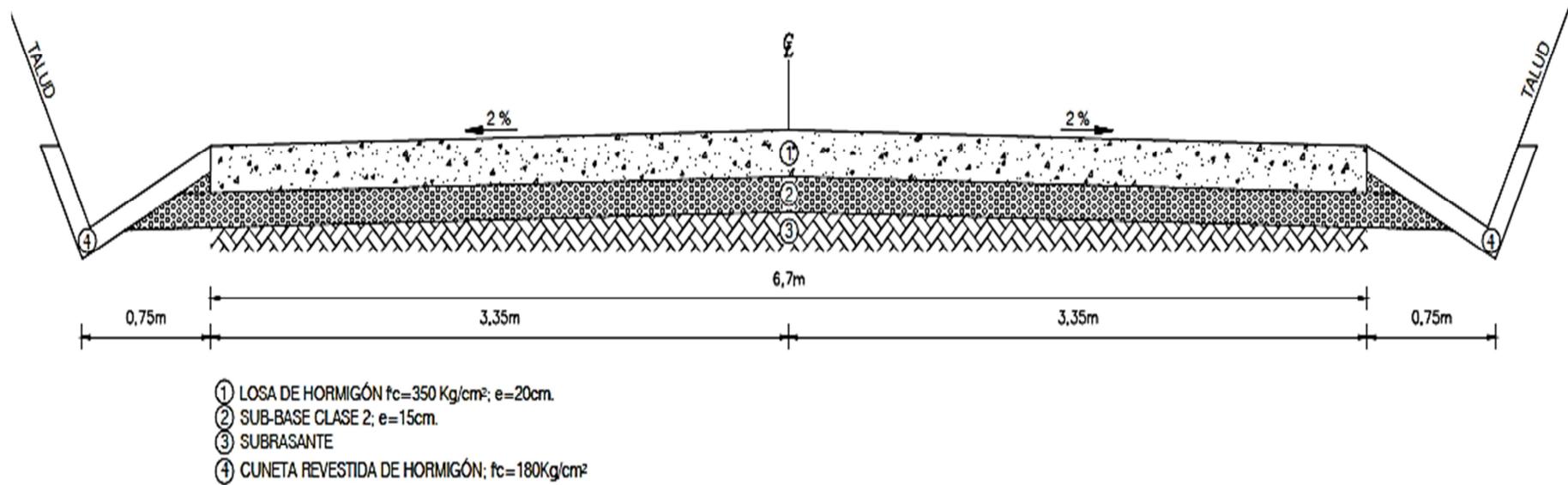


Figura 46. Sección transversal para pavimento Rígido

Elaborado por: Victor Cando

6.9 Taludes de corte y relleno

Los taludes en corte y en relleno son muy importantes en la seguridad y buena apariencia de una carretera, además de influir en su costo de mantenimiento. Aunque su diseño depende de las condiciones de los suelos y de las características geométricas de la vía, como regla general los taludes deben diseñarse con la menor pendiente económicamente permisible (MOP, 2003, p. 235).

A modo de referencia se da a conocer las relaciones de corte en talud apropiadas para los tipos de materiales (rocas y suelos) presentes en el terreno.

Tabla 64. Taludes de corte

Clase de terreno	Talud (V : H)		
	H < 5	5 < H < 10	H > 10
Roca fija	10 : 1	(*)	(**)
Roca suelta	6 : 1 - 4 : 1	(*)	(**)
Conglomerados cementados	4 : 1	(*)	(**)
Suelos consolidados compactos	4 : 1	(*)	(**)
Conglomerados comunes	3 : 1	(*)	(**)
Tierra compacta	2 : 1 - 1 : 1	(*)	(**)
Tierra suelta	1 : 1	(*)	(**)
Arenas sueltas	2 : 1	(*)	(**)
Zonas blandas con abundante arcilla o zonas humedecidas por filtraciones	1 : 2 hasta 1 : 3	(*)	(**)

(*) Requiere banquetta o análisis de estabilidad
(**) Requiere análisis de estabilidad
Nota: En algunos casos se presentan taludes de corte de 8 o 10:1, debiendo mantenerse o evaluarse estas posibilidades

Fuente: (Ministerio de Transportes y Comunicaciones (Perú), 2008)

Los taludes de relleno de igual manera están en función de los materiales empleados, pudiendo utilizarse a modo de referencia las siguientes relaciones.

Tabla 65. Taludes de relleno

Materiales	Talud (V : H)		
	H < 5	5 < H < 10	H > 10
Enrocado	1 : 1	(*)	(**)
Suelos diversos compactados (mayoría de suelos)	1 : 1.5	(*)	(**)
Arena compactada	1 : 2	(*)	(**)
(*) Requiere banquetta o análisis de estabilidad			
(**) Requiere análisis de estabilidad			

Fuente: (Ministerio de Transportes y Comunicaciones (Perú), 2008)

Dentro de los estudios geológico-geotécnicos desarrollados en el capítulo 4, con un CBR de diseño igual a 3.75%, de acuerdo a la clasificación AASHTO, el tipo de material presente en el tramo de estudio corresponde a un suelo arcilloso; por lo tanto, se adoptan las siguientes relaciones de taludes:

- Para corte se recomienda taludes 2V:1H, debido a que en su totalidad serán suelos vegetales.
- Para relleno se ha estimado ejecutar terraplenes 1V:1.5H

Los planos del diseño geométrico se pueden observar en el Anexo 8.

6.10 Movimiento de tierra

Tabla 66. Para volúmenes de corte y relleno

Para determinar el movimiento de tierras, se emplea el programa computacional autoCAD Civil 3D 2014.

Para el cálculo de volúmenes, autoCAD Civil 3D 2014 emplea la siguiente formula:

$$V = \frac{D}{2} \times (A_1 + A_2)$$

Fuente: Manual del usuario de AutoCAD Civil 3D, 2014

Dónde:**V:** Volumen en corte o relleno [m³].**D:** Distancia entre las secciones transversales [m].**A₁:** área de la sección transversal primera, en corte o en relleno [m²].**A₂:** área de la sección transversal segunda, en corte o en relleno [m²].

La municipalidad de Santo Domingo de los Tsáchilas con el objetivo de establecer sitios definidos para la disposición final de los materiales sobrantes de la construcción, habilito cuatro nuevas escombreras ubicadas en diferentes sectores de la provincia. De estos cuatro sitios, la escombrera más cercana al proyecto de estudio se encuentra ubicada en la Coop. Che Guevara a 18.90 Km medidos desde el centro de la vía, hasta la sitio donde se ubica la escombrera. Todo el material sobrante producto de la excavación será transportado hasta este sitio.

6.10.1 Diagrama de masas

Tabla 66. Movimiento de tierras de la vía Mulaute - La Florida, Tramo 3

Abscisa	Área corte (m2)	Volumen corte (m3)	Área relleno (m2)	Volumen relleno (m3)	Vol. Corte acumulado (m3)	Vol. Relleno acumulado (m3)	Volumen neto (m3)
5+000.00	14.11	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
5+020.00	17.33	314.37	0.00	0.00	314.37	0.00	314.37
5+040.00	25.57	428.93	0.00	0.00	743.30	0.00	743.30
5+060.00	29.88	554.51	0.00	0.00	1297.80	0.00	1297.80
5+080.00	30.72	606.06	0.00	0.00	1903.86	0.00	1903.86
5+080.18	30.74	5.56	0.00	0.00	1909.42	0.00	1909.42
5+100.00	25.31	555.42	0.00	0.00	2464.84	0.00	2464.84
5+120.00	26.80	521.01	0.00	0.00	2985.85	0.00	2985.85
5+134.64	15.30	308.07	0.00	0.00	3293.92	0.00	3293.92
5+140.00	11.87	72.84	0.00	0.00	3366.76	0.00	3366.76
5+160.00	4.87	167.37	0.12	1.16	3534.13	1.16	3532.97
5+180.00	11.67	165.38	0.00	1.16	3699.50	2.31	3697.19
5+189.09	15.84	125.09	0.00	0.00	3824.59	2.31	3822.28
5+200.00	17.02	179.21	0.00	0.00	4003.80	2.31	4001.49
5+220.00	14.88	318.99	0.00	0.00	4322.79	2.31	4320.48
5+240.00	14.16	290.43	0.00	0.00	4613.22	2.31	4610.91
5+260.00	17.35	315.11	0.00	0.00	4928.33	2.31	4926.02

Continúa...

Tabla 66. Movimiento de tierras de la vía Mulaute – La Florida, Tramo 3
(Continuación...)

Abcisa	Área corte (m2)	Volumen corte (m3)	Área relleno (m2)	Volumen relleno (m3)	Vol. Corte acumulado (m3)	Vol. Relleno acumulado (m3)	Volumen neto (m3)
5+280.00	21.89	392.39	0.00	0.00	5320.71	2.31	5318.40
5+300.00	25.63	475.23	0.00	0.00	5795.94	2.31	5793.63
5+320.00	38.46	640.92	0.00	0.00	6436.86	2.31	6434.55
5+327.13	42.69	289.48	0.00	0.00	6726.34	2.31	6724.03
5+340.00	52.46	612.11	0.00	0.00	7338.45	2.31	7336.14
5+360.00	50.20	1026.59	0.00	0.00	8365.03	2.31	8362.72
5+380.00	33.90	841.05	0.00	0.00	9206.08	2.31	9203.77
5+400.00	19.22	531.20	0.00	0.00	9737.28	2.31	9734.97
5+420.00	7.92	271.32	0.00	0.00	10008.60	2.31	10006.29
5+439.64	6.70	143.49	0.45	4.43	10152.09	6.74	10145.35
5+440.00	6.69	2.44	0.38	0.15	10154.53	6.89	10147.64
5+460.00	7.81	145.01	0.00	3.78	10299.54	10.67	10288.86
5+480.00	7.29	150.99	0.00	0.00	10450.53	10.67	10439.85
5+500.00	13.34	206.22	0.00	0.00	10656.75	10.67	10646.07
5+520.00	20.96	342.93	0.00	0.00	10999.68	10.67	10989.00
5+540.00	36.41	573.72	0.00	0.00	11573.40	10.67	11562.72
5+552.14	41.30	471.51	0.00	0.00	12044.91	10.67	12034.23
5+560.00	46.32	344.53	0.00	0.00	12389.44	10.67	12378.77
5+580.00	42.51	888.30	0.00	0.00	13277.74	10.67	13267.07
5+595.98	38.71	649.05	0.00	0.00	13926.79	10.67	13916.12
5+600.00	37.77	153.69	0.00	0.00	14080.48	10.67	14069.81
5+620.00	31.99	697.62	0.00	0.00	14778.10	10.67	14767.43
5+640.00	28.67	606.59	0.00	0.00	15384.69	10.67	15374.02
5+643.85	27.80	108.65	0.00	0.00	15493.34	10.67	15482.66
5+660.00	24.33	421.02	0.00	0.00	15914.36	10.67	15903.68
5+680.00	27.50	518.28	0.00	0.00	16432.64	10.67	16421.96
5+691.72	27.59	322.74	0.00	0.00	16755.38	10.67	16744.70
5+700.00	27.17	226.85	0.00	0.00	16982.22	10.67	16971.55
5+720.00	38.29	654.68	0.00	0.00	17636.90	10.67	17626.23
5+740.00	48.89	871.82	0.00	0.00	18508.71	10.67	18498.04
5+748.44	54.54	436.30	0.00	0.00	18945.01	10.67	18934.34
5+760.00	57.05	645.12	0.00	0.00	19590.13	10.67	19579.46
5+780.00	57.57	1146.18	0.00	0.00	20736.31	10.67	20725.64
5+800.00	53.33	1109.01	0.00	0.00	21845.32	10.67	21834.65
5+807.09	51.51	371.51	0.00	0.00	22216.83	10.67	22206.16
5+820.00	48.25	644.10	0.00	0.00	22860.94	10.67	22850.26
5+840.00	43.32	915.71	0.00	0.00	23776.64	10.67	23765.97
5+860.00	32.24	755.58	0.00	0.00	24532.22	10.67	24521.55
5+865.74	26.52	168.55	0.00	0.00	24700.77	10.67	24690.09
5+880.00	22.34	348.50	0.00	0.00	25049.26	10.67	25038.59
5+900.00	18.30	406.46	0.00	0.00	25455.72	10.67	25445.04
5+920.00	23.23	415.28	0.00	0.00	25870.99	10.67	25860.32
5+940.00	30.28	535.08	0.00	0.00	26406.07	10.67	26395.40

Continúa...

Tabla 66. Movimiento de tierras de la vía Mulaute – La Florida, Tramo 3
(Continuación...)

Abscisa	Área corte (m2)	Volumen corte (m3)	Área relleno (m2)	Volumen relleno (m3)	Vol. Corte acumulado (m3)	Vol. Relleno acumulado (m3)	Volumen neto (m3)
5+960.00	20.35	506.31	0.00	0.00	26912.38	10.67	26901.71
5+972.23	19.65	244.61	0.00	0.00	27156.99	10.67	27146.32
5+980.00	28.31	186.25	0.00	0.00	27343.24	10.67	27332.57
6+000.00	30.11	584.22	0.00	0.00	27927.46	10.67	27916.79
6+020.00	15.70	458.12	0.00	0.00	28385.58	10.67	28374.90
6+030.96	15.81	172.71	0.00	0.00	28558.29	10.67	28547.61
6+040.00	20.35	163.42	0.00	0.00	28721.70	10.67	28711.03
6+060.00	29.70	500.54	0.00	0.00	29222.24	10.67	29211.56
6+080.00	32.21	619.19	0.00	0.00	29841.42	10.67	29830.75
6+089.69	23.02	267.67	0.00	0.00	30109.09	10.67	30098.42
6+100.00	20.52	224.35	0.00	0.00	30333.44	10.67	30322.77
6+120.00	7.41	279.30	0.00	0.00	30612.74	10.67	30602.07
6+140.00	7.36	147.74	0.00	0.00	30760.48	10.67	30749.80
6+156.22	11.97	156.74	0.00	0.00	30917.22	10.67	30906.54
6+160.00	12.87	46.99	0.00	0.00	30964.21	10.67	30953.53
6+180.00	14.95	278.25	0.00	0.00	31242.46	10.67	31231.78
6+200.00	13.72	286.76	0.00	0.00	31529.21	10.67	31518.54
6+220.00	13.94	276.68	0.00	0.00	31805.89	10.67	31795.21
6+221.16	13.72	16.06	0.00	0.00	31821.95	10.67	31811.27
6+240.00	5.23	178.52	0.09	0.89	32000.47	11.56	31988.91
6+260.00	0.89	61.22	0.24	3.36	32061.69	14.92	32046.76
6+280.00	9.06	99.54	0.00	2.42	32161.23	17.34	32143.89
6+286.10	14.06	70.57	0.00	0.00	32231.79	17.34	32214.45
6+300.00	22.01	250.60	0.00	0.00	32482.39	17.34	32465.05
6+320.00	32.36	543.69	0.00	0.00	33026.08	17.34	33008.74
6+340.00	25.48	578.45	0.00	0.00	33604.52	17.34	33587.18
6+360.00	33.39	588.74	0.00	0.00	34193.26	17.34	34175.92
6+380.00	31.28	646.70	0.00	0.00	34839.95	17.34	34822.61
6+400.00	30.75	620.34	0.00	0.00	35460.29	17.34	35442.95
6+402.46	30.80	75.80	0.00	0.00	35536.09	17.34	35518.76
6+420.00	20.67	451.32	0.00	0.00	35987.42	17.34	35970.08
6+440.00	15.21	358.89	0.00	0.00	36346.31	17.34	36328.97
6+444.10	14.39	60.68	0.00	0.00	36406.99	17.34	36389.65
6+460.00	15.97	241.33	0.00	0.00	36648.31	17.34	36630.97
6+480.00	10.27	262.40	0.00	0.00	36910.71	17.34	36893.37
6+485.74	9.14	55.66	0.00	0.00	36966.37	17.34	36949.03
6+500.00	7.21	116.59	0.00	0.00	37082.96	17.34	37065.62
6+520.00	5.61	128.21	0.00	0.00	37211.16	17.34	37193.82
6+526.01	7.50	39.38	0.00	0.00	37250.55	17.34	37233.21
6+540.00	13.38	146.00	0.00	0.00	37396.55	17.34	37379.21
6+560.00	20.64	340.20	0.00	0.00	37736.75	17.34	37719.41
6+580.00	19.16	398.06	0.03	0.32	38134.80	17.65	38117.15
6+600.00	19.71	388.71	0.00	0.32	38523.51	17.97	38505.55

Continúa...

Tabla 66. Movimiento de tierras de la vía Mulaute – La Florida, Tramo 3
(Continuación...)

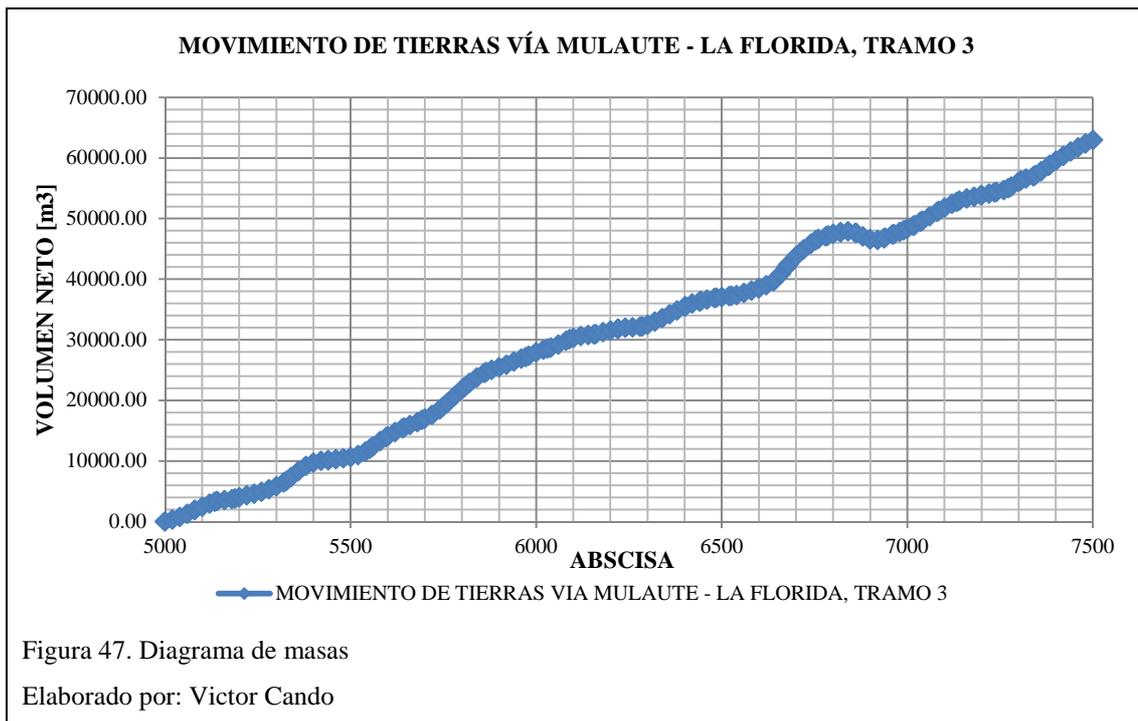
Abscisa	Área corte (m2)	Volumen corte (m3)	Área relleno (m2)	Volumen relleno (m3)	Vol. Corte acumulado (m3)	Vol. Relleno acumulado (m3)	Volumen neto (m3)
6+600.10	19.73	1.97	0.00	0.00	38525.49	17.97	38507.52
6+620.00	27.33	468.26	0.00	0.00	38993.74	17.97	38975.77
6+640.00	39.02	663.50	0.00	0.00	39657.24	17.97	39639.27
6+660.00	83.70	1227.14	0.00	0.00	40884.37	17.97	40866.40
6+674.19	76.14	1133.92	0.00	0.00	42018.29	17.97	42000.33
6+680.00	73.04	433.42	0.00	0.00	42451.72	17.97	42433.75
6+700.00	56.98	1300.22	0.00	0.00	43751.93	17.97	43733.96
6+720.00	56.04	1130.22	0.00	0.00	44882.15	17.97	44864.18
6+740.00	43.28	993.20	0.00	0.00	45875.35	17.97	45857.38
6+753.28	37.38	535.39	0.00	0.00	46410.74	17.97	46392.77
6+760.00	25.79	212.40	0.00	0.00	46623.14	17.97	46605.17
6+780.00	20.14	459.27	0.00	0.00	47082.41	17.97	47064.44
6+786.60	19.72	131.45	0.00	0.00	47213.86	17.97	47195.89
6+800.00	17.98	252.63	0.00	0.00	47466.49	17.97	47448.52
6+819.92	11.84	296.96	0.00	0.00	47763.45	17.97	47745.48
6+820.00	11.81	0.98	0.00	0.00	47764.44	17.97	47746.47
6+840.00	4.76	165.69	2.31	23.10	47930.13	41.07	47889.06
6+860.00	0.00	47.57	26.39	286.97	47977.69	328.03	47649.66
6+861.47	0.00	0.00	30.18	41.46	47977.69	369.50	47608.20
6+880.00	0.00	0.00	31.88	575.06	47977.69	944.56	47033.13
6+899.15	0.66	6.33	17.48	472.68	47984.03	1417.24	46566.79
6+900.00	0.91	0.67	14.85	13.71	47984.69	1430.94	46553.75
6+920.00	5.64	65.52	0.00	148.47	48050.21	1579.41	46470.80
6+936.84	26.82	273.24	0.00	0.00	48323.46	1579.41	46744.04
6+940.00	27.80	86.36	0.00	0.00	48409.81	1579.41	46830.40
6+960.00	23.54	513.45	0.00	0.00	48923.26	1579.41	47343.85
6+963.96	20.95	88.02	0.00	0.00	49011.28	1579.41	47431.87
6+980.00	23.67	357.88	0.00	0.00	49369.16	1579.41	47789.74
6+990.11	26.68	254.51	0.00	0.00	49623.66	1579.41	48044.25
7+000.00	25.82	259.61	0.00	0.00	49883.28	1579.41	48303.86
7+016.26	33.24	480.30	0.00	0.00	50363.57	1579.41	48784.16
7+020.00	34.16	125.90	0.00	0.00	50489.48	1579.41	48910.06
7+035.20	37.67	545.98	0.00	0.00	51035.46	1579.41	49456.05
7+040.00	38.26	182.17	0.00	0.00	51217.63	1579.41	49638.22
7+060.00	35.89	741.51	0.00	0.00	51959.14	1579.41	50379.73
7+080.00	36.00	718.94	0.00	0.00	52678.07	1579.41	51098.66
7+084.24	34.16	148.67	0.00	0.00	52826.75	1579.41	51247.33
7+100.00	32.79	527.62	0.00	0.00	53354.36	1579.41	51774.95
7+120.00	29.63	624.23	0.00	0.00	53978.59	1579.41	52399.17
7+133.28	24.96	362.34	0.00	0.00	54340.93	1579.41	52761.51
7+140.00	24.00	164.63	0.00	0.00	54505.56	1579.41	52926.15
7+160.00	15.06	390.60	0.00	0.00	54896.16	1579.41	53316.75
7+180.00	13.21	282.66	0.00	0.00	55178.82	1579.41	53599.41

Continúa...

Tabla 66. Movimiento de tierras de la vía Mulaute – La Florida, Tramo 3
(Continuación...)

Abscisa	Área corte (m2)	Volumen corte (m3)	Área relleno (m2)	Volumen relleno (m3)	Vol. Corte acumulado (m3)	Vol. Relleno acumulado (m3)	Volumen neto (m3)
7+197.86	11.66	221.99	0.00	0.00	55400.80	1579.41	53821.39
7+200.00	11.40	24.72	0.00	0.00	55425.52	1579.41	53846.11
7+220.00	14.96	263.66	0.00	0.00	55689.18	1579.41	54109.76
7+234.79	11.55	196.01	0.00	0.00	55885.18	1579.41	54305.77
7+240.00	13.50	65.31	0.00	0.00	55950.50	1579.41	54371.08
7+260.00	19.75	332.54	0.00	0.00	56283.03	1579.41	54703.62
7+271.72	32.34	305.17	0.00	0.00	56588.20	1579.41	55008.79
7+280.00	33.05	270.83	0.00	0.00	56859.03	1579.41	55279.62
7+300.00	42.29	753.48	0.00	0.00	57612.51	1579.41	56033.10
7+305.94	41.59	249.26	0.00	0.00	57861.78	1579.41	56282.36
7+320.00	0.00	292.32	0.00	0.00	58154.10	1579.41	56574.68
7+340.00	37.31	373.07	0.00	0.00	58527.16	1579.41	56947.75
7+345.06	38.00	190.60	0.00	0.00	58717.76	1579.41	57138.35
7+360.00	46.37	630.14	0.00	0.00	59347.90	1579.41	57768.49
7+380.00	43.87	902.37	0.00	0.00	60250.27	1579.41	58670.86
7+384.18	43.27	182.17	0.00	0.00	60432.44	1579.41	58853.02
7+400.00	41.03	666.81	0.00	0.00	61099.24	1579.41	59519.83
7+420.00	38.23	792.65	0.00	0.00	61891.89	1579.41	60312.47
7+440.00	35.47	737.00	0.00	0.00	62628.88	1579.41	61049.47
7+460.00	32.77	682.40	0.00	0.00	63311.28	1579.41	61731.86
7+480.00	30.20	629.69	0.00	0.00	63940.96	1579.41	62361.55
7+500.00	30.03	602.28	0.00	0.00	64543.24	1579.41	62963.83

Elaborado por: Victor Cando



CAPÍTULO 7

ESTUDIO HIDROLÓGICO Y DISEÑO DEL DRENAJE VIAL

7.1 Alcance

El estudio del drenaje vial es de vital importancia para un correcto funcionamiento y operación en toda vía; obtener los caudales necesarios para dimensionar las obras de drenaje menor que nos permitan: recolectar, conducir, y desalojar rápidamente el agua que cae sobre la calzada y que cruza la vía, producto de precipitaciones y escurrimiento superficial, será el objetivo principal de este capítulo, así como recomendar las dimensiones y ubicación de las obras para el drenaje de la vía; de esta manera también se garantiza la estabilidad e integridad de la vía.

7.2 Información utilizada

La información utilizada para el diseño de las obras de drenaje de la vía Mulaute – La Florida Tramo 3 son las siguientes:

- Levantamiento topográfico del proyecto, proporcionado por la Universidad Politécnica Salesiana a través de la Carrera de Ingeniería Civil.
- Estudio de lluvias intensas 1999, INAMHI.
- Normas de diseño geométrico de carreteras MOP-2003.
- Bibliografía pertinente para el caso.

7.3 Funciones de las obras de drenaje

- a) “Desalojar rápidamente el agua de lluvia que cae sobre la calzada” (MOP, 2003, p. 254).
- b) “Controlar el nivel freático” (MOP, 2003, p. 254).
- c) “Interceptar al agua que superficial o subterráneamente escurre hacia la carretera” (MOP, 2003, p. 254).
- d) Conducir de forma controlada el agua que cruza la vía” (MOP, 2003, p. 254).

7.4 Drenaje longitudinal

El drenaje longitudinal comprende las obras de captación como son las cunetas, contra cunetas y el bombeo; encauza el agua caída sobre la calzada y los taludes, retornándolos a los cauces naturales.

7.5 Drenaje transversal

Cuya finalidad es permitir el paso transversal del agua que cruza la vía, este tipo de drenaje comprende las siguientes obras: alcantarillas, bóvedas y puentes.

7.6 Dimensionamiento de las obras de drenaje.

7.6.1 Intensidad de precipitación para un periodo de retorno

7.6.1.1 Periodo de retorno

Es el intervalo de recurrencia (T), al lapso promedio en años entre la ocurrencia a un evento que puede ser igual o superior a una magnitud dada.

Tabla 67. Tiempo de retorno (T) en años

Tiempo de retorno (T) en años		
	Caminos vecinales	Red de carreteras
Alcantarillas de hasta 3 m ² de sección	5	10
Alcantarillas mayores de 3 m ² de sección	10	25
Cunetas	10	25
Canales interceptores	10	25
Puentes mínimo	50	50

Fuente: (Salgado N., 1989)

Por lo tanto el periodo de retorno (T) para el diseño de cunetas y alcantarillas será de 25 años.

7.6.1.2 Tiempo de concentración

“Es el tiempo necesario para que el agua lluvia caída en el punto más alejado de la sección de desagüe o salida de una cuenca llegue a dicha sección” (Lemos R., 1999, p. 20).

El tiempo de concentración para drenaje y alcantarillado se asume: $t_c = [10 - 12]$ min.

“Es común utilizar un tiempo de concentración de diez minutos para calzadas de carreteras” (Lemos R., 1999, p. 20). y de $[10 - 12]$ minutos para laderas aportadoras de caudales a la vía.

7.6.1.3 Intensidad de lluvia

Se define como la tasa promedio de lluvia en [mm/h] para una cuenca o subcuencas de drenaje particular la cual se selecciona en base a la duración de la lluvia de diseño y el periodo de retorno.

Para determinar las intensidades de lluvia, se optó en utilizar el “Estudio de Lluvias Intensas 1999, INAMHI”, empleando a la estación Santo Domingo (M027) cuyas coordenadas geográficas se dan a conocer en la siguiente tabla.

Tabla 68. Estación Santo Domingo

Código	Nombre	Coordenadas Geográficas		Altura (m.s.n.m)	Tipo
		Latitud	Longitud		
M027	Sto. Domingo	00°14'44"S	79°12'00"W	554	PV

Fuente: (INAMHI, 1999, p. 7)

En lo correspondiente a la zonificación de intensidades de precipitación, la zona de estudio corresponde a la Zona 30 (ver figura 48), cuyas ecuaciones se dan a conocer en la tabla 69.

Tabla 69. Ecuaciones representativas de la estación Santo Domingo

Código	Estación	Duración	Ecuación
M-027	Sto. Domingo	5 min < 60 min	$I_{TR} = 40.338 * tc^{-0.2739} * Id_{TR}$
		60 min < 1440 min	$I_{TR} = 376.42 * tc^{-0.8114} * Id_{TR}$

Fuente: (INAMHI, 1999, p. 12)

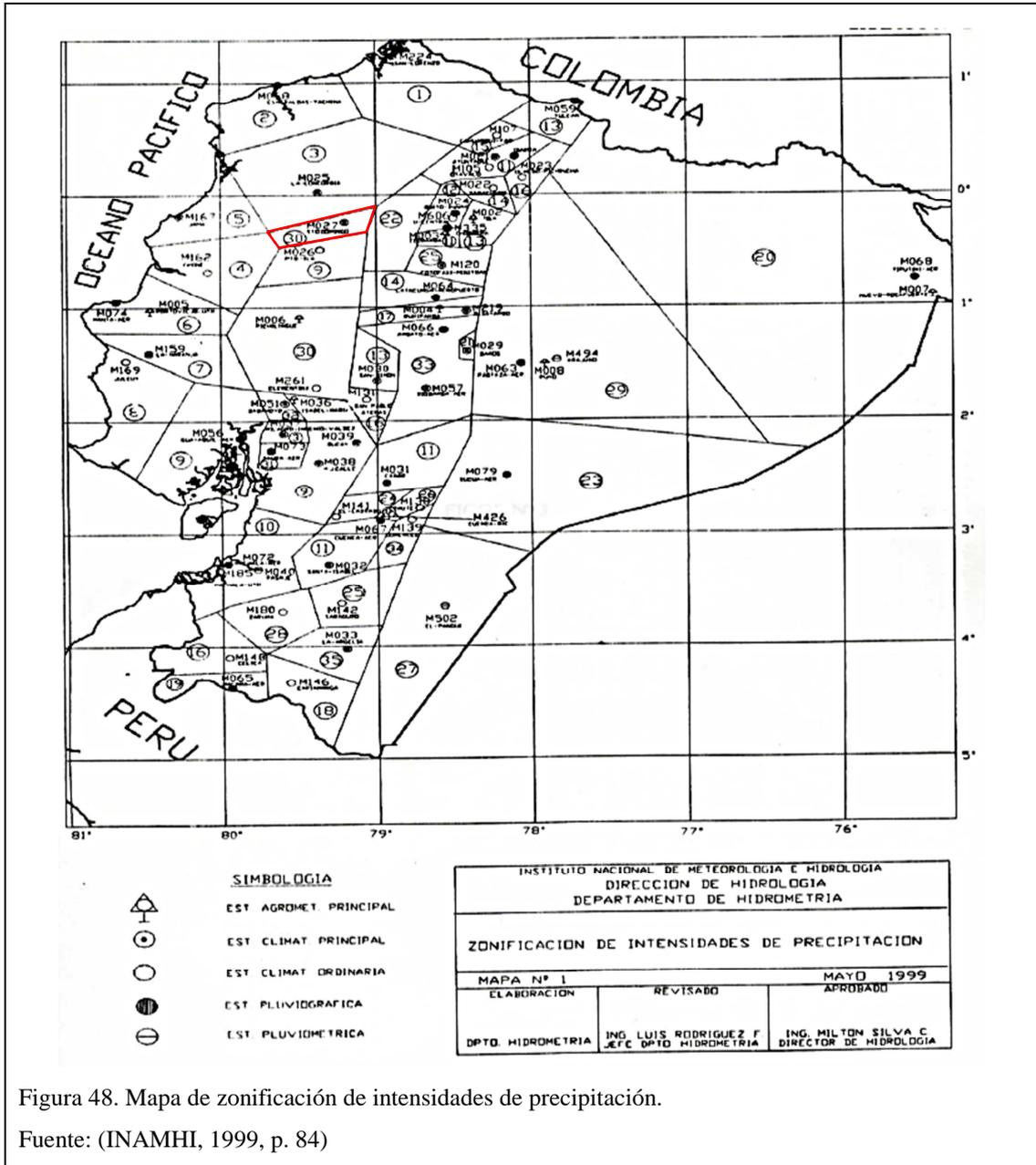


Figura 48. Mapa de zonificación de intensidades de precipitación.

Fuente: (INAMHI, 1999, p. 84)

Dónde:

I_{TR} : Intensidad de precipitación para cualquier periodo de retorno [mm/h].

Id_{TR} : Intensidad diaria para un periodo de retorno dado [mm/h].

tc : Tiempo de duración de la lluvia [min].

Para determinar la intensidad diaria para un periodo de retorno de 25 años, se emplea el mapa de isoclinas de intensidades de precipitación máxima en 24 horas.

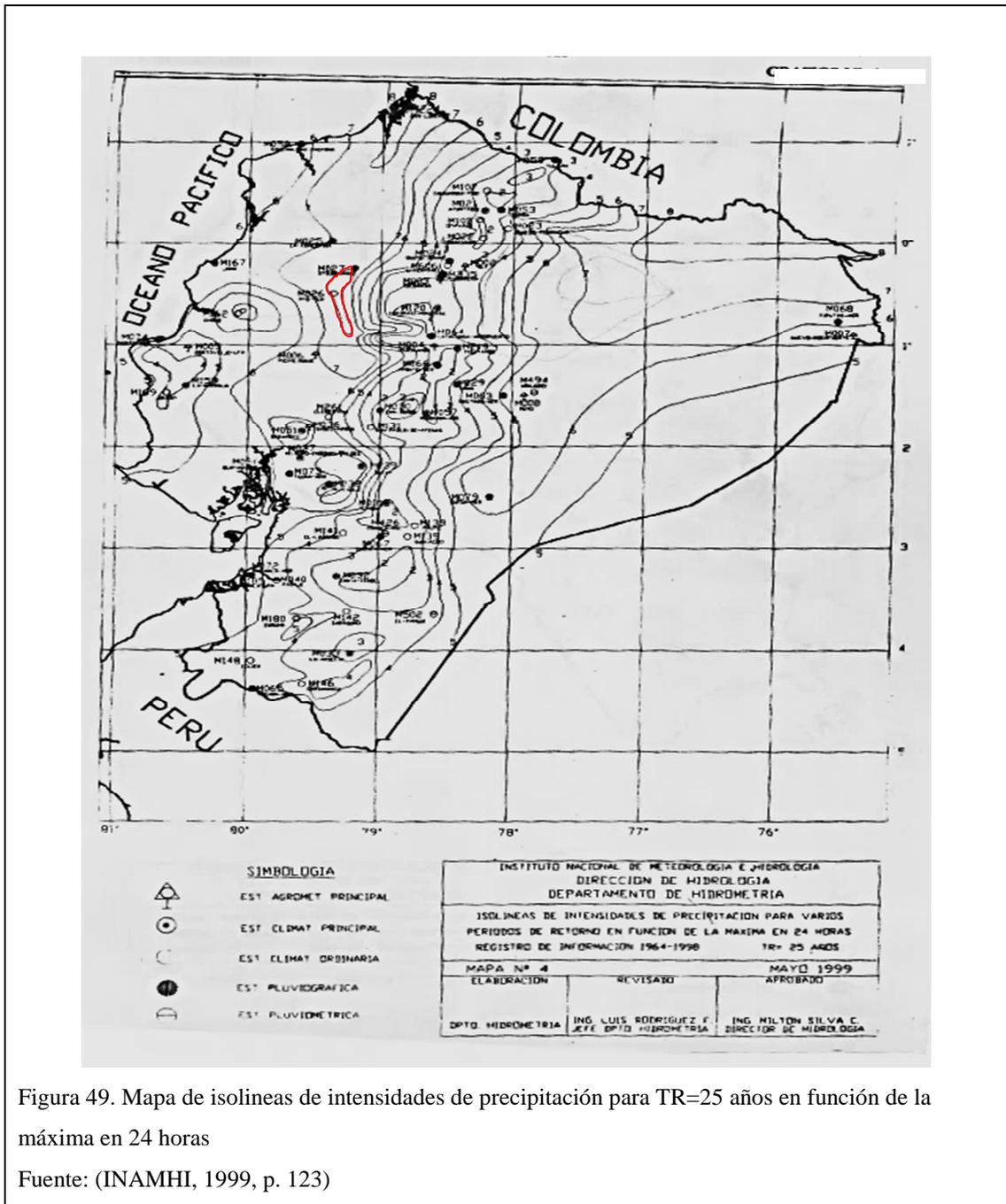


Figura 49. Mapa de isoclinas de intensidades de precipitación para TR=25 años en función de la máxima en 24 horas

Fuente: (INAMHI, 1999, p. 123)

Con ayuda de la figura 49 se obtuvo una intensidad diaria ($I_{d_{TR}}$) de 8 mm/h, para un periodo de retorno (T_R) de 25 años.

Una vez determinados los valores (tiempo de duración de la lluvia y la intensidad diaria) procedemos a calcular la intensidad de precipitación (I_{TR}) para un periodo de retorno de 25 años.

$$I_{TR} = 40.338 \times t_c^{-0.2739} \times Id_{TR}$$

$$I_{TR} = 40.338 \times 10^{-0.2739} \times 8$$

$$I_{TR} = 171.75 \text{ mm/h}$$

7.6.2 Coeficiente de escorrentía (C)

Es la relación entre el agua que se pierde por percolación en el terreno, o por evaporación y el agua precipitada sobre la superficie del terreno. Los valores más elevados para cada tipo de superficie corresponden a las pendientes más fuertes y a los suelos más impermeables. (Lemos R., 1999, p. 18)

En la siguiente tabla se da a conocer los valores recomendados.

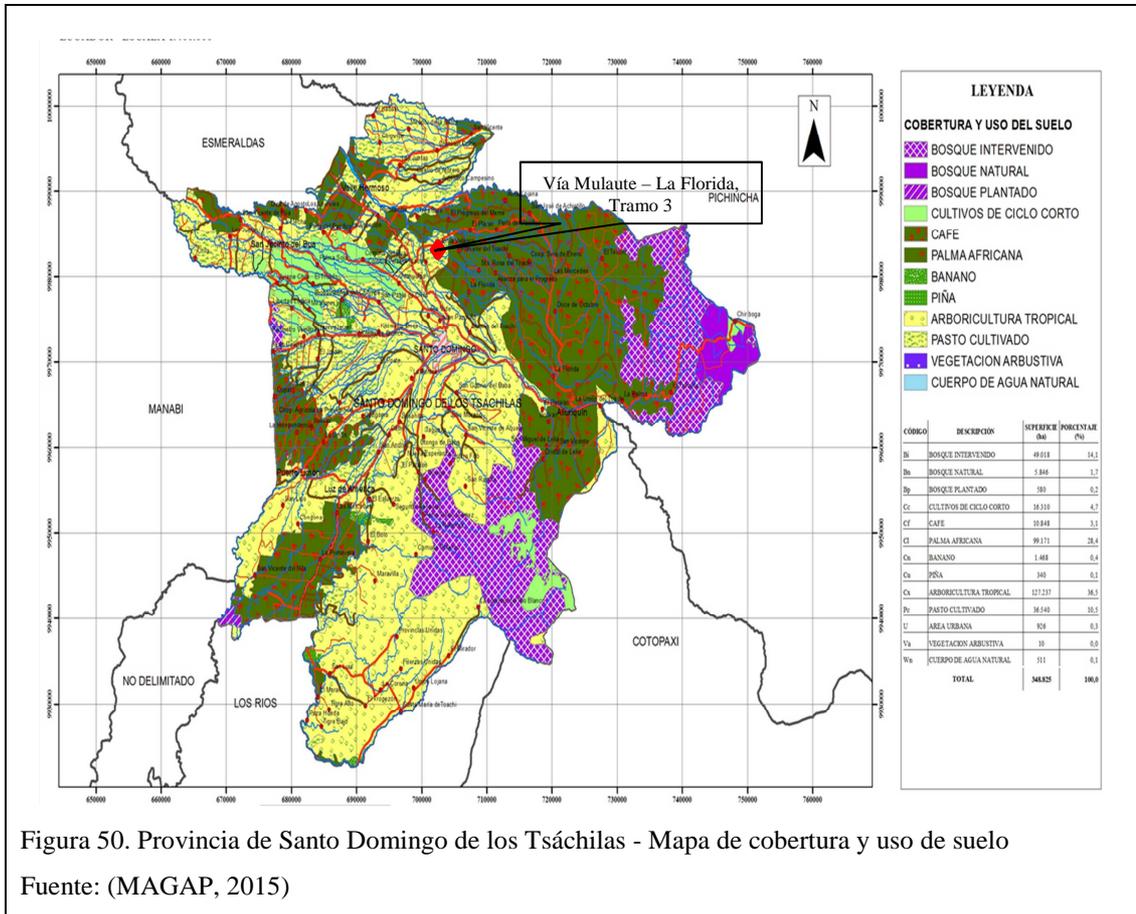
Tabla 70. Coeficientes de escorrentía (C)

Tipo de superficie	Coeficiente de escorrentía (C)
Pavimentos de hormigón y asfálticos	0,70 - 0,95
Pavimentos adoquinados	0,60 - 0,70
Pavimentos de Macadán	0,30 - 0,60
Superficie de grava	0,15 - 0,30
Zonas arboladas y bosques	0,10 - 0,20
Zonas con vegetación densa:	
Terrenos granulares	0,05 - 0,35
Terrenos arcillosos	0,15 - 0,56
Zonas con vegetación media:	
Terrenos granulares	0,10 - 0,50
Terrenos arcillosos	0,30 - 0,75
Tierra sin vegetación	0,20 - 0,80
Zonas cultivables	0,20 - 0,40

Fuente: (Lemos R., 1999, p. 19)

De la tabla 70 para pavimentos de hormigón y asfalto se adopta un coeficiente de escorrentía (C) igual a 0.95, debido a la relación, a mayor (C) mayor caudal (Q).

Por otro lado podemos mencionar que el proyecto se ubica sobre zonas dedicadas al cultivo de pasto y palma africana (ver figura 50), por tal razón, el coeficiente de escorrentía para zonas cultivables de acuerdo a la tabla 70, será de 0.40



7.6.3 Diseño hidráulico

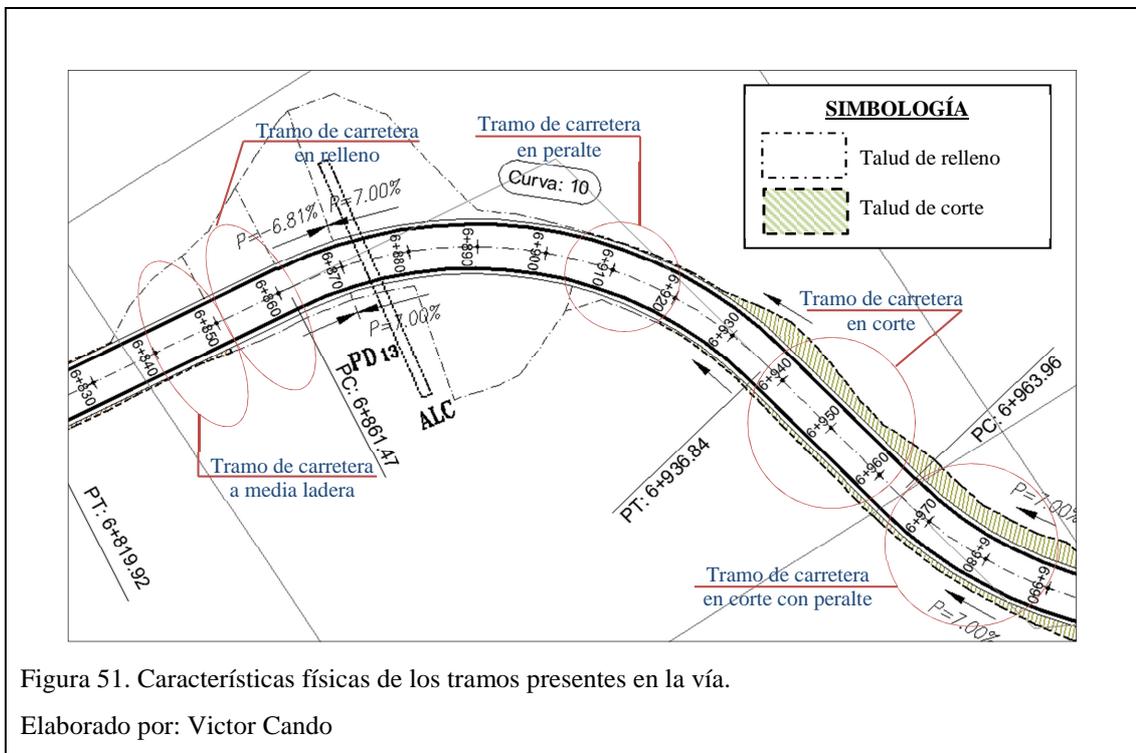
Comprende dos fases:

- “Cálculo de la escorrentía, o sea, los caudales a eliminar” (Lemos R., 1999, p. 26).
- “Determinación de la capacidad hidráulica de la cuneta. Se deben fijar sus dimensiones” (Lemos R., 1999, p. 26).

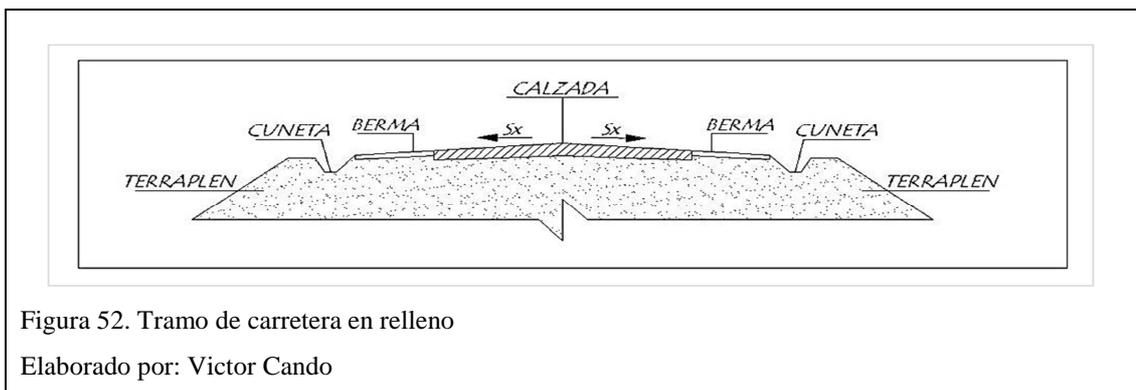
7.6.3.1 Caudal de las cunetas

“El cálculo de este caudal que debe ser evacuado por las cunetas se realiza con la formula racional en forma de módulo de drenaje (gasto unitario) y teniendo en cuenta las características físicas del tramo de carretera considerado” (Lemos R., 1999, p. 27).

De acuerdo al diseño geométrico, a lo largo de la vía, se presentan los siguientes tramos:



A. Tramo de carretera en relleno (Terraplén)



$$Q = 0.00028 \times \left(\frac{a \times C_1 + b \times C_2}{a + b} \right) \times i \times (a \times L + b \times L) \quad \left[\text{lt/seg} \right]$$

Fuente: Apuntes de la materias de Drenaje Vial y Urbano, 2012

Dónde:

L: Longitud de la cuneta [m].

a: Ancho de la berma [m].

b: Ancho de la calzada [m].

C₁: Coeficiente de escorrentía de la berma.

C₂: Coeficiente de escorrentía de la calzada.

i: Intensidad de precipitación para un periodo de retorno [mm/h].

B. Tramo de carretera a media ladera

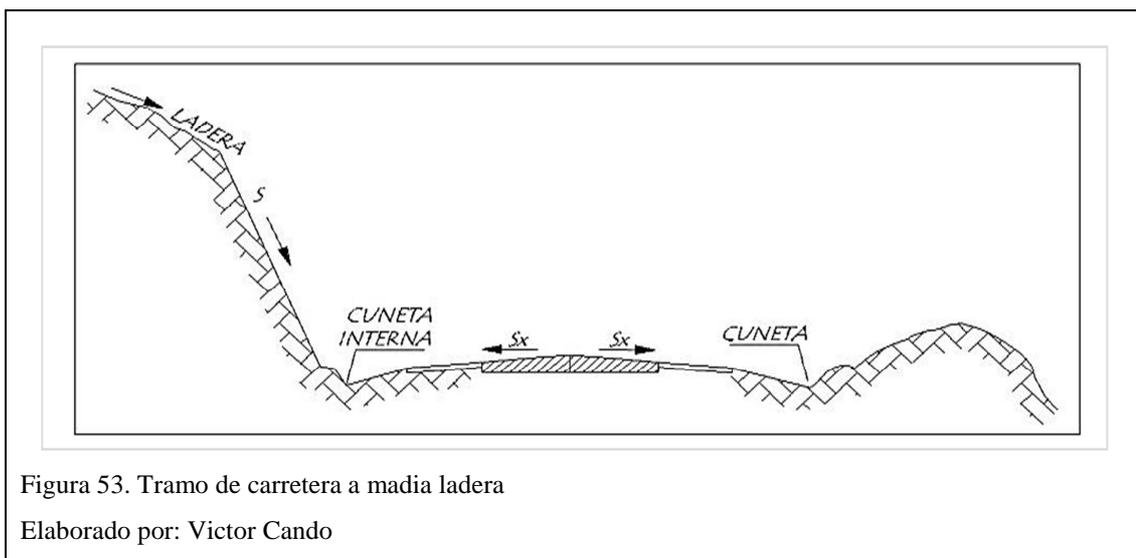


Figura 53. Tramo de carretera a media ladera

Elaborado por: Victor Cando

$$Q_{\text{int}} = 0.00028 \times [L \times (a \times C_1 + b \times C_2) + S \times C_3] \times i \quad \left[\text{lt/seg} \right]$$

$$Q = 0.00028 \times \left(\frac{a \times C_1 + b \times C_2}{a + b} \right) \times i \times (a \times L + b \times L) \quad \left[\text{lt/seg} \right]$$

Dónde:

L: Longitud de la cuneta [m].

a: Ancho de la berma [m].

b: Ancho de la calzada [m].

C₁: Coeficiente de escorrentía de la berma.

C₂: Coeficiente de escorrentía de la calzada.

C₃: Coeficiente de escorrentía de la ladera.

S: Área de ladera [m²].

i: Intensidad de precipitación para un periodo de retorno [mm/h].

C. Tramo de carretera en peralte

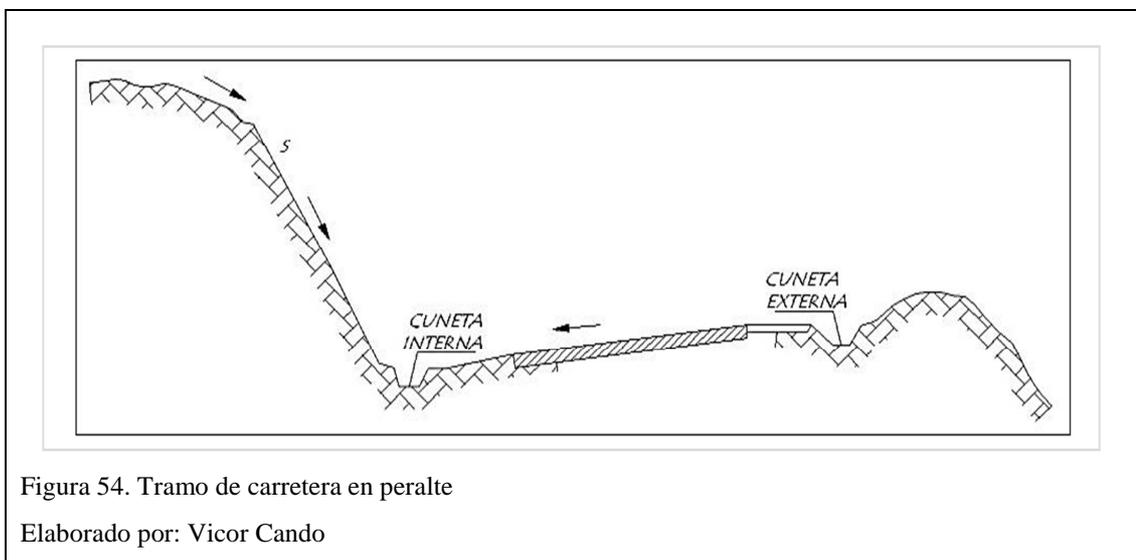


Figura 54. Tramo de carretera en peralte

Elaborado por: Vicor Cando

$$Q_{\text{int}} = 0.00028 \times [2L \times (a \times C_1 + b \times C_2) + S \times C_3] \times i \quad \left[\frac{\text{lt}}{\text{seg}} \right]$$

Dónde:

L: Longitud de la cuneta [m].

a: Ancho de la berma [m].

b: Ancho de la calzada [m].

C₁: Coeficiente de escorrentía de la berma.

C₂: Coeficiente de escorrentía de la calzada.

C₃: Coeficiente de escorrentía de la ladera.

S: Área de ladera [m²].

i: Intensidad de precipitación para un periodo de retorno [mm/h].

D. Tramo de carretera en corte

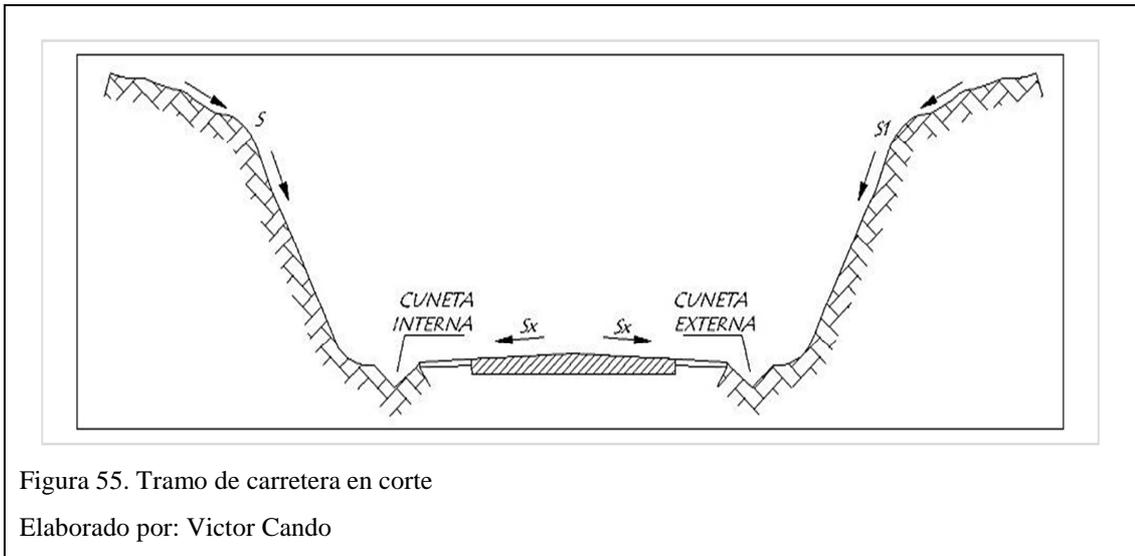


Figura 55. Tramo de carretera en corte

Elaborado por: Victor Cando

$$Q_{\text{int}} = 0.00028 \times [L \times (a \times C_1 + b \times C_2) + S \times C_3] \times i \quad [\text{lt/seg}]$$

$$Q_{\text{ext}} = 0.00028 \times [L \times (a \times C_1 + b \times C_2) + S_1 \times C_4] \times i \quad [\text{lt/seg}]$$

Dónde:

L: Longitud de la cuneta [m].

a: Ancho de la berma [m].

b: Ancho de la calzada [m].

C₁: Coeficiente de escorrentía de la berma.

C₂: Coeficiente de escorrentía de la calzada.

C₃: Coeficiente de escorrentía de la ladera 1.

C₄: Coeficiente de escorrentía de la ladera 2.

S: Área de ladera 1 [m²].

S₁: Área de ladera 2 [m²].

i: Intensidad de precipitación para un periodo de retorno [mm/h].

E. Tramo de carretera en corte con peralte

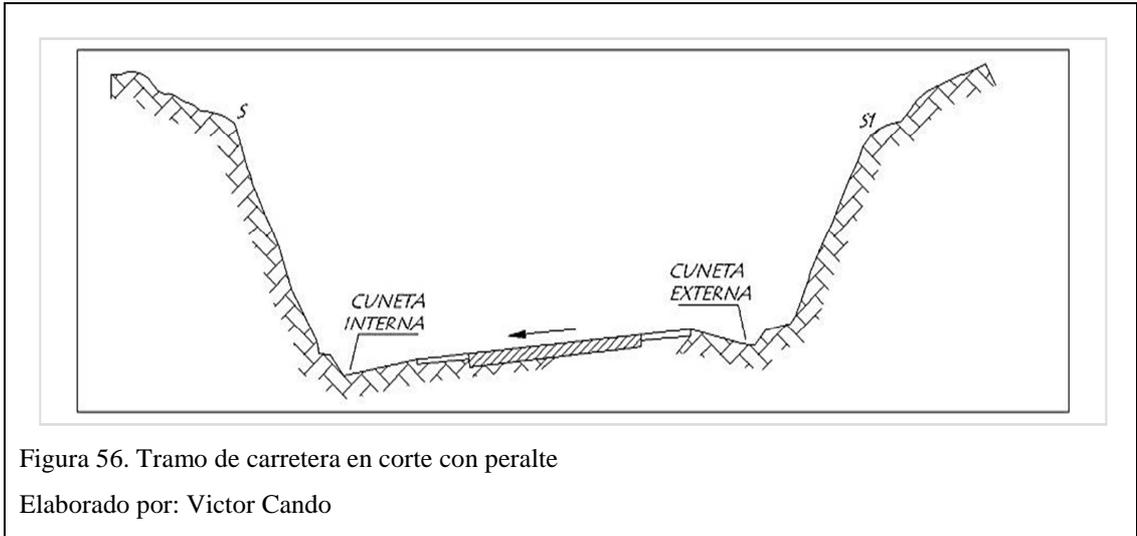


Figura 56. Tramo de carretera en corte con peralte

Elaborado por: Victor Cando

$$Q_{\text{int}} = 0.00028 \times [2L \times (a \times C_1 + b \times C_2) + S \times C_3] \times i \quad \left[\frac{\text{lt}}{\text{seg}} \right]$$

$$Q_{\text{ext}} = 0.00028 \times C_4 \times S_1 \times i \quad \left[\frac{\text{lt}}{\text{seg}} \right]$$

Dónde:

L: Longitud de la cuneta [m].

a: Ancho de la berma [m].

b: Ancho de la calzada [m].

C₁: Coeficiente de escorrentía de la berma.

C₂: Coeficiente de escorrentía de la calzada.

C₃: Coeficiente de escorrentía de la ladera 1.

C₄: Coeficiente de escorrentía de la ladera 2.

S: Área de ladera 1 [m²].

S₁: Área de ladera 2 [m²].

i: Intensidad de precipitación para un periodo de retorno [mm/h].

La longitud de la cuneta será aquella que se desarrolla entre dos puntos de desagüe; de tal forma que el agua puede ser transportada sin que se produzca desbordamientos, esta longitud máxima puede ser de 150 m.

Una vez determinadas todas las variables, se procede a calcular el caudal de las cunetas para los costados de la vía (lado izquierdo – lado derecho), teniendo en cuenta las características físicas del tramo de carretera a ser considerado.

Para determinar el caudal de las cunetas, en la siguiente figura se muestra un tramo de la vía, en la cual la cuneta se desarrolla en una longitud de 111.87 m entre las abscisas [5+048.13 – 5+160.00], dentro de esta longitud se presenta las siguientes características físicas:

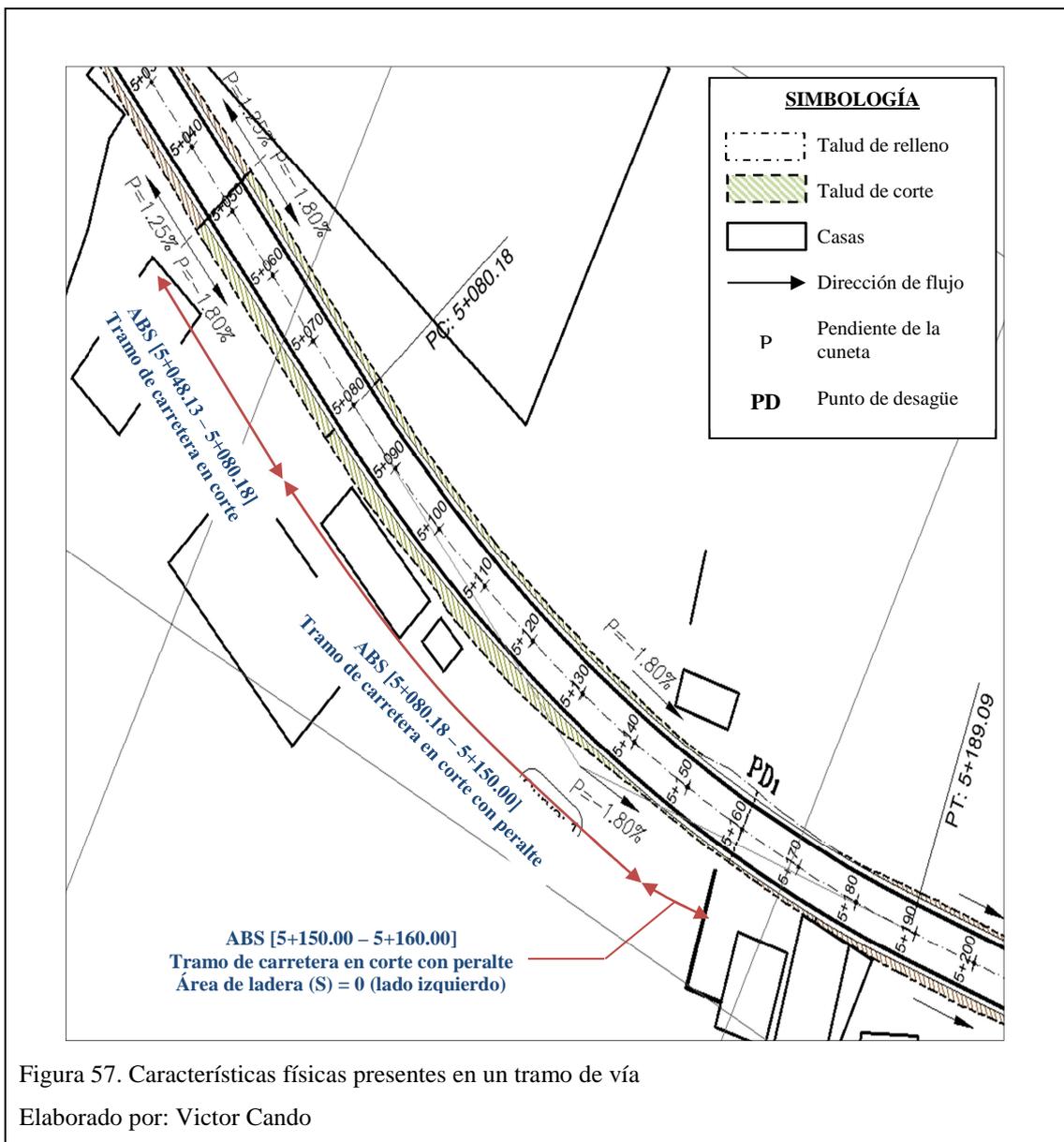


Figura 57. Características físicas presentes en un tramo de vía

Elaborado por: Victor Cando

Tramo de carretera en corte:

$$Q_{\text{int}} = 0.00028 \times [L \times (a \times C_1 + b \times C_2) + S \times C_3] \times i$$

$$Q_{\text{int}} = 0.00028 \times [32.05 \times (0 \times 0 + 3.35 \times 0.95) + 33.7374 \times 0.4] \times 171.75$$

$$Q_{\text{int}} = 5.56 \text{ lt/seg}$$

$$Q_{\text{ext}} = 0.00028 \times [L \times (a \times C_1 + b \times C_2) + S_1 \times C_4] \times i$$

$$Q_{\text{ext}} = 0.00028 \times [32.05 \times (0 \times 0 + 3.35 \times 0.95) + 55.2183 \times 0.4] \times 171.75$$

$$Q_{\text{ext}} = 5.97 \text{ lt/seg}$$

Tramo de carretera en corte con peralte:

$$Q_{\text{int}} = 0.00028 \times [2L \times (a \times C_1 + b \times C_2) + S \times C_3] \times i$$

$$Q_{\text{int}} = 0.00028 \times [2(69.82) \times (0 \times 0 + 3.35 \times 0.95) + 51.5049 \times 0.4] \times 171.75$$

$$Q_{\text{int}} = 22.36 \text{ lt/seg}$$

$$Q_{\text{ext}} = 0.00028 \times C_4 \times S_1 \times i$$

$$Q_{\text{ext}} = 0.00028 \times 0.4 \times 103.5936 \times 171.75$$

$$Q_{\text{ext}} = 1.99 \text{ lt/seg}$$

Tramo de carretera en corte con peralte:

$$Q_{\text{int}} = 0.00028 \times [2L \times (a \times C_1 + b \times C_2) + S \times C_3] \times i$$

$$Q_{\text{int}} = 0.00028 \times [2(10) \times (0 \times 0 + 3.35 \times 0.95) + 0 \times 0] \times 171.75$$

$$Q_{\text{int}} = 3.06 \text{ lt/seg}$$

$$Q_{\text{ext}} = 0.00028 \times C_4 \times S_1 \times i$$

$$Q_{\text{ext}} = 0.00028 \times 0.4 \times 3.6688 \times 171.75$$

$$Q_{\text{ext}} = 0.07 \text{ lt/seg}$$

Resultados:

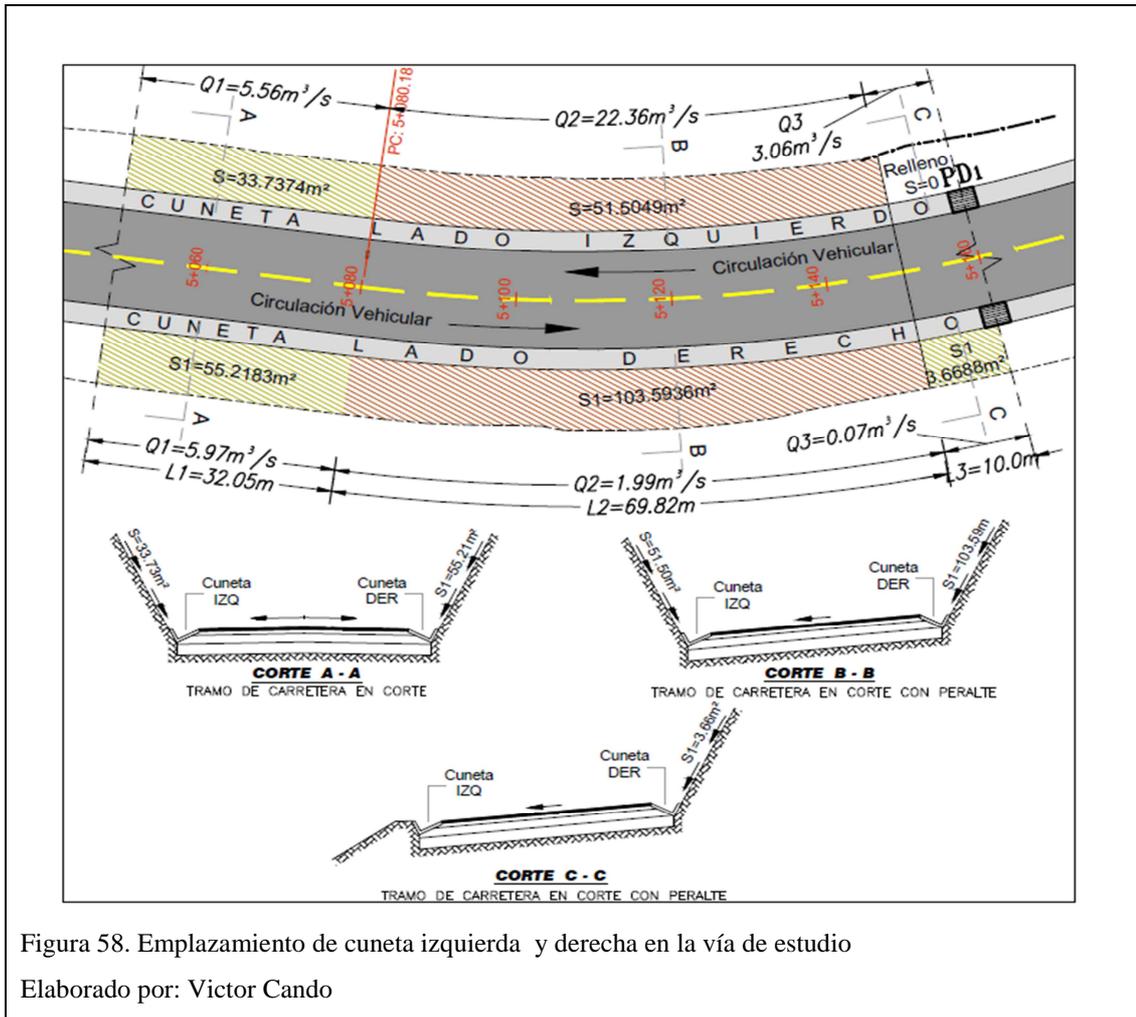


Figura 58. Emplazamiento de cuneta izquierda y derecha en la vía de estudio

Elaborado por: Victor Cando

$$\text{Longitud de la cuneta (L): } L = \sum L_1 + L_2 + L_3 + \dots + L_n$$

$$L = 32.05 + 69.82 + 10 = 111.87\text{m}$$

$$\text{Caudal de cuneta int. (Q): } Q = \sum Q_{int_1} + Q_{int_2} + Q_{int_3} + \dots + Q_{int_n}$$

(Lado izquierdo) $Q = 5.56 + 22.36 + 3.06 = 30.98 \text{ lt/seg}$

$$\text{Caudal de cuneta ext. (Q): } Q = \sum Q_{ext_1} + Q_{ext_2} + Q_{ext_3} + \dots + Q_{ext_n}$$

(Lado derecho) $Q = 5.97 + 1.99 + 0.07 = 8.03 \text{ lt/seg}$

Los resultados de los caudales de cuneta obtenidos para diferentes tramos, se pueden observar en la siguiente tabla:

Tabla 71. Cálculo del caudal de cunetas (lado izquierdo y lado derecho de la vía)

N°	Abscisa		L [m]	a [m]	b [m]	C1	C2	C3	C4	S [m2]	S1 [m2]	tc [min]	Id _{TR} [mm/h]	I _{TR} [mm/h]	LADO IZQUIERDO		LADO DERECHO	
	Ubicación	Tramo													Q [lt/seg]	Q [m3/seg]	Q [lt/seg]	Q [m3/seg]
1	5+000.00	5+000.00	48.125	0	3.35	0	0.95	0.4	0.4	38.7571	47.6781	10	8	171.75	8.11	0.0081	8.28	0.0083
		5+048.13																
2	5+048.13	5+048.13	111.875	0	3.35	0	0.95	0.4	0.4	85.2423	162.4807	10	8	171.75	30.98	0.0310	8.03	0.0080
		5+160.00																
3	5+160.00	5+160.00	150	0	3.35	0	0.95	0.4	0.4	93.0017	138.6415	10	8	171.75	29.20	0.0292	21.17	0.0212
		5+310.00																
4	5+310.00	5+310.00	145	0	3.35	0	0.95	0.4	0.4	166.9835	194.3380	10	8	171.75	44.97	0.0450	7.18	0.0072
		5+455.00																
5	5+455.00	5+455.00	75	0	3.35	0	0.95	0.4	0.4	29.7714	53.6147	10	8	171.75	23.53	0.0235	1.03	0.0010
		5+530.00																
6	5+530.00	5+530.00	150	0	3.35	0	0.95	0.4	0.4	227.8759	228.2349	10	8	171.75	17.87	0.0179	36.82	0.0368
		5+680.00																
7	5+680.00	5+680.00	150	0	3.35	0	0.95	0.4	0.4	295.3451	316.7502	10	8	171.75	39.33	0.0393	18.36	0.0184
		5+830.00																
8	5+830.00	5+830.00	150	0	3.35	0	0.95	0.4	0.4	172.6898	189.3908	10	8	171.75	30.56	0.0306	22.32	0.0223
		5+980.00																
9	5+980.00	5+980.00	150	0	3.35	0	0.95	0.4	0.4	170.8445	146.9659	10	8	171.75	9.46	0.0095	42.57	0.0426
		6+130.00																
10	6+130.00	6+130.00	130	0	3.35	0	0.95	0.4	0.4	47.3839	78.0111	10	8	171.75	36.69	0.0367	5.63	0.0056
		6+260.00																
11	6+260.00	6+260.00	136.875	0	3.35	0	0.95	0.4	0.4	166.5778	147.3546	10	8	171.75	28.15	0.0282	20.02	0.0200
		6+396.88																
12	6+396.88	6+396.88	120.125	0	3.35	0	0.95	0.4	0.4	79.5000	82.3000	10	8	171.75	7.20	0.0072	32.70	0.0327
		6+517.00																
13	6+517.00	6+517.00	150	0	3.35	0	0.95	0.4	0.4	145.9517	287.2523	10	8	171.75	47.34	0.0473	6.90	0.0069
		6+667.00																
14	6+667.00	6+667.00	150	0	3.35	0	0.95	0.4	0.4	490.7385	298.0096	10	8	171.75	23.74	0.0237	37.34	0.0373
		6+817.00																
15	6+817.00	6+817.00	53	0	3.35	0	0.95	0.4	0.4	5.7189	13.8497	10	8	171.75	6.93	0.0069	10.13	0.0101
		6+870.00																
16	6+870.00	6+870.00	150	0	3.35	0	0.95	0.4	0.4	199.2985	114.5691	10	8	171.75	26.47	0.0265	27.39	0.0274
		7+020.00																
17	7+020.00	7+020.00	150	0	3.35	0	0.95	0.4	0.4	265.7442	207.1686	10	8	171.75	13.06	0.0131	41.95	0.0420
		7+170.00																
18	7+170.00	7+170.00	150	0	3.35	0	0.95	0.4	0.4	171.8301	183.8517	10	8	171.75	35.42	0.0354	17.34	0.0173
		7+320.00																
19	7+320.00	7+320.00	150	0	3.35	0	0.95	0.4	0.4	267.9492	259.9633	10	8	171.75	18.29	0.0183	37.78	0.0378
		7+470.00																
20	7+470.00	7+470.00	30	0	3.35	0	0.95	0.4	0.4	40.8822	43.7266	10	8	171.75	5.38	0.0054	5.43	0.0054
		7+500.00																

Elaborado por: Victor Cando

7.6.3.2 Consideraciones técnicas que deben tomarse en cuenta para el diseño de cunetas.

- **Sección transversal.-** “Son comunes las secciones triangulares, trapezoidales, rectangulares, con gran variedad de coeficiente de talud que va de 0.5 a 4.0 o más (1:2 \approx 4:1)” (Lemos R., 1999, p. 32).
- **Pendientes.-** “Las pendientes mínimas serán las siguientes: Cunetas revestidas, 0.2%; cunetas sin revestir 0.5%. No se podrá hablar de una pendiente máxima admisible ya que dependen del trazado de las carreteras que al final dan el tope máximo de ellas” (Lemos R., 1999, p. 32).
- **Puntos de desagüe.-** “Las cunetas se llevan hasta los cauces naturales del terreno, hacia las obras de fábricas que cruzan la carretera (alcantarillas), o proyectando desagües donde no existan, de tal forma que la distancia máxima entre desagües puede ser 150 m” (Lemos R., 1999, p. 32).
- **Revestimiento.-** Si la cuneta queda en terreno fácilmente erosionable, en tramos de fuerte pendiente longitudinal, se debe proteger con un revestimiento resistente a la erosión.

7.6.4 Diseño de las obras de drenaje

7.6.4.1 Diseño de cunetas

Son canales que se construyen, en las zonas de corte, a uno o a ambos lados de una carretera, con el propósito de interceptar el agua de lluvia que escurre de la corona de la vía, del talud del corte y de pequeñas áreas adyacentes, para conducirla a un drenaje natural ó a una obra transversal, con la finalidad de alejarla rápidamente de la zona que ocupa la carretera (MOP, 2003, pp. 254, 255).

Los caudales a desaguar fueron calculados con la fórmula racional en forma de módulo unitario considerando las características físicas de cada tramo.

Para el diseño hidráulico de las cunetas se utilizará el principio de flujo en canales abiertos empleando la ecuación de Manning:

$$Q = \frac{1}{n} \times A \times R^{2/3} \times S^{1/2}$$

Dónde:

Q: Caudal de diseño [m³/seg].

n: Coeficiente de rugosidad de Manning

A: Área hidráulica de la sección [m²].

R: Radio hidráulico.

S: Pendiente longitudinal (será igual a la pendiente de la vía) [m/m].

Para el presente proyecto la forma de la sección transversal de las cunetas será triangular, ya que su uso es generalizado, posiblemente, por su facilidad de construcción y mantenimiento.

7.6.4.1.1 Variables de diseño

- **Coeficiente de rugosidad de Manning (n).**- Para diferentes condiciones del lecho natural, sus valores se dan a conocer en la siguiente tabla:

Tabla 72. Coeficientes de rugosidad de Manning

	Coeficiente de Manning
Cunetas y canales sin revestir	
En tierra ordinaria, superficie uniforme y lisa	0.020 - 0.025
En tierra ordinaria, superficie irregular	0.025 - 0.035
En tierra con ligera vegetación	0.035 - 0.045
En tierra con vegetación espesa	0.040 - 0.050
En tierra excavada mecánicamente	0.028 - 0.033
En roca, superficie uniforme y lisa	0.030 - 0.035

Continúa...

Tabla 72. Coeficientes de rugosidad de Manning

(Continuación...)

	Coeficiente de Manning
Cunetas y canales revestidos	
Hormigón	0.013 - 0.017
Hormigón revestido en gunita	0.016 - 0.022
Encachado	0.020 - 0.030
Paredes de hormigón, fondo de grava	0.017 - 0.020
Paredes encachadas, fondo de grava	0.023 - 0.033
Revestimiento bituminoso	0.013 - 0.016
Corrientes naturales	
Limpias, orillas rectas, fondo uniforme, altura de lámina de agua suficiente	0.027 - 0.033
Limpias, orillas rectas, fondo uniforme, altura de láminas de agua suficiente, algo de vegetación	0.033 - 0.040
Limpias, meandros, embalses y remolinos de poca importancia	0.035 - 0.050
Lentas, con embalses profundos y canales ramificados	0.060 - 0.080
Lentas, con embalses profundos y canales ramificados, vegetación densa	0.100 - 0.200*
Rugosas, corrientes en terreno rocoso de montaña	0.050 - 0.080
Áreas de inundación adyacentes al canal ordinario	0.030 - 0.200*
*Se tomaran los valores más elevados para corrientes profundas que sumarian parte importante de la vegetación.	

Fuente: (Lemos R., 1999, p. 10)

La sección transversal de la cuneta será revestida de hormigón, por lo tanto, el coeficiente de rugosidad (**n**) adoptado será de 0.016.

- **Relaciones geométricas (A) y (R).**- Las relaciones geométricas para una sección triangular se dan a conocer en la siguiente figura:

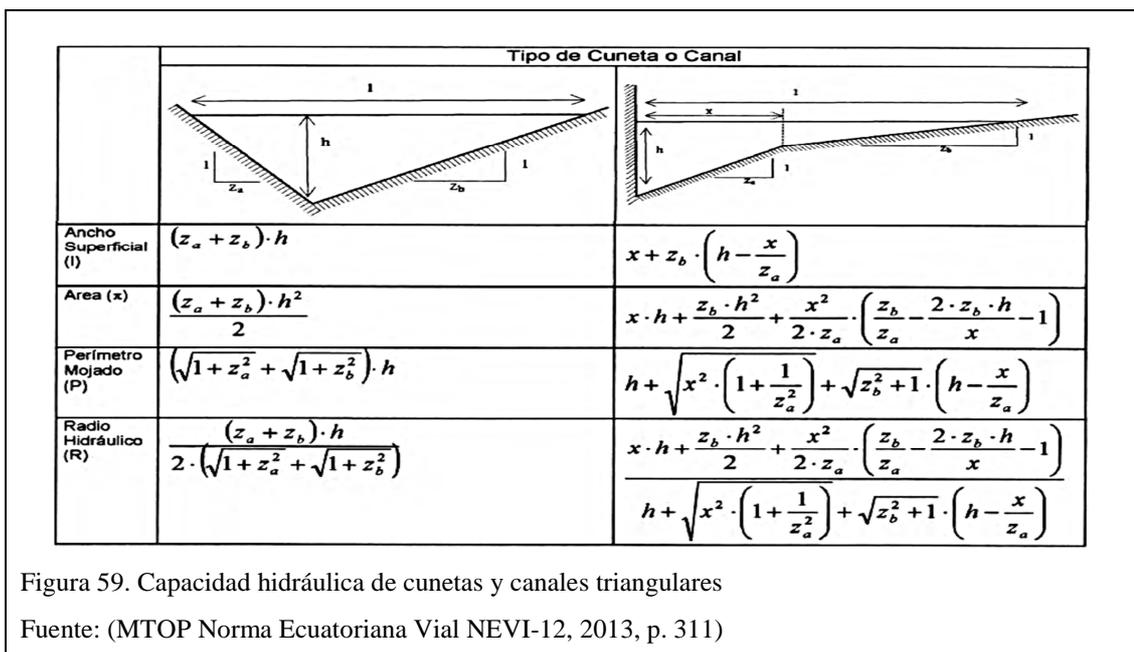
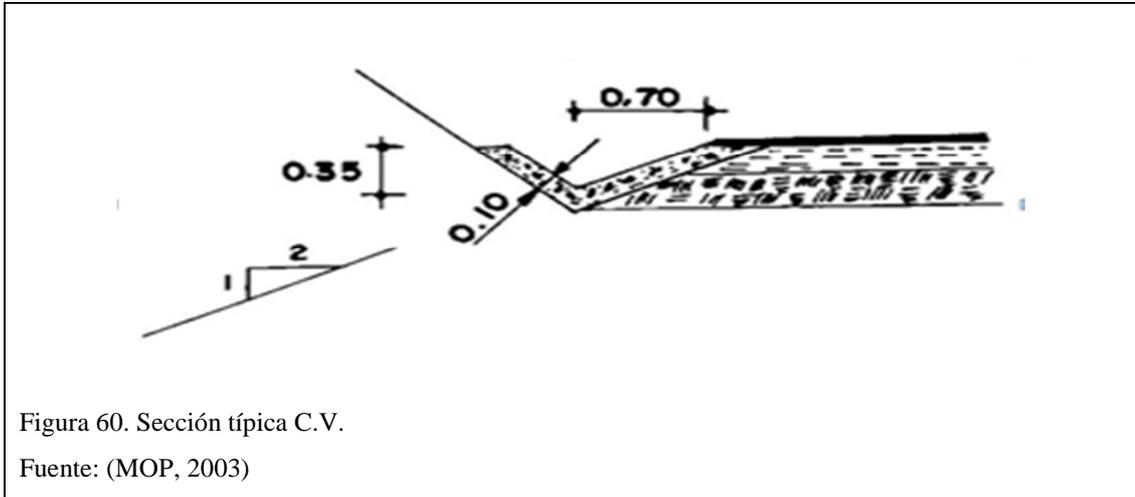


Figura 59. Capacidad hidráulica de cunetas y canales triangulares

Fuente: (MTOPE Norma Ecuatoriana Vial NEVI-12, 2013, p. 311)

En secciones triangulares, dentro de la norma MOP-2003 en su capítulo VIII referente a secciones transversales típicas; para realizar el pre-diseño de la cuneta, se adopta la siguiente sección:



Como se puede observar en la figura 60, el talud hacia la vía tendrá una relación 2:1 y del lado del corte seguirá la inclinación del talud del mismo; para nuestro proyecto el talud de corte recomendado tiene una relación 1/2:1, por lo tanto los valores de z_a y z_b será los siguientes:

$$z_a = 1/2$$

$$z_b = 2.$$

- **Velocidad máxima y mínima.-** Respecto a la velocidad de las aguas, están deben limitarse para evitar la sedimentación y la erosión de la cuneta, de acuerdo a la norma para diseño vial NEVI-12 – MTOP, la velocidad mínima aconsejable es de 0.25 m/seg, y la máxima admisible las que se exponen en la siguiente tabla:

Tabla 73. Velocidades máximas admisibles en canales y cunetas revestidas.

Tipo de revestimiento	Velocidad máxima admisible [m/seg]
Mezclas asfálticas en sitio y tratamientos superficiales	3.00
Mampostería de piedra	4.50
Hormigón asfáltico o de cemento portland	4.50

Fuente: (MTOP Norma Ecuatoriana Vial NEVI-12, 2013, p. 312)

Se adopta una velocidad máxima admisible de 4.50 m/seg considerando que la sección transversal de la cuneta será revestida de hormigón.

El cálculo de la velocidad se realiza empleando la fórmula de Manning:

$$V = \frac{1}{n} \times I^{1/2} \times R^{2/3}$$

Dónde:

V: Velocidad de escurrimiento [m/seg].

n: Coeficiente de rugosidad de Manning.

I: Pendiente longitudinal de la cuneta [mm/mm].

R: Radio hidráulico de la sección transversal [m].

Una vez determinado cada uno de los parámetros que intervienen en la ecuación de Manning, procedemos a calcular el tirante de agua en la cuneta (**y**), su ancho superficial (**T**), y la velocidad de flujo (**V**).

Para que el tirante de agua sea el correcto, de la ecuación de Manning, deberá cumplirse la igualdad entre los valores:

$$\frac{(Q \times n)}{S^{1/2}} = A \times R^{2/3}$$

Entonces el tirante de agua supuesto (**y**) será el correcto.

Tabla 74. Cálculos de la sección hidráulica de la cuneta (lado izquierdo).

DISEÑO DE CUNETAS TRIANGULARES (FORMULA DE MANNING)																																																																																																																																																																																																																							
			Parámetros de diseño: L: Longitud de la cuneta [m] Q: Caudal de diseño [m ³ /s] So: Pendiente longitudinal de la cuenta [m/m] Za: Coeficiente de talud hacia el corte Zb: Coeficiente de talud hacia la vía y: Tirante de agua [m] T: Ancho superficial [m]					V: Velocidad de flujo [m/s]		$\text{Área Hidráulica}(A) = \frac{(z_a + z_b) \times h^2}{2}$		$\text{Radio Hidráulico} = \frac{A}{P}$		$\text{Perímetro Mojado}(P) = (\sqrt{1 + z_a^2} + \sqrt{1 + z_b^2}) \times h$																																																																																																																																																																																																									
			<table border="1" style="width: 100%; border-collapse: collapse;"> <thead> <tr> <th rowspan="2">Nº</th> <th colspan="2">Abscisa</th> <th rowspan="2">L [m]</th> <th rowspan="2">Q [m³/s]</th> <th rowspan="2">n (Coef. De Manning)</th> <th rowspan="2">So = I [m/m]</th> <th rowspan="2">za</th> <th rowspan="2">zb</th> <th rowspan="2">y [m]</th> <th rowspan="2">Área Hidráulica [m²]</th> <th rowspan="2">Perímetro Mojado [m]</th> <th rowspan="2">Radio Hidráulico [m]</th> <th rowspan="2">A*R^(2/3)</th> <th rowspan="2">(Q*n)/S^(1/2)</th> <th rowspan="2">T [m]</th> <th rowspan="2">V [m/seg]</th> </tr> <tr> <th>Ubicación</th> <th>Tramo</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td rowspan="2">1</td> <td rowspan="2">5+000.00</td> <td>5+000.00</td> <td rowspan="2">48.125</td> <td rowspan="2">0.0081</td> <td rowspan="2">0.016</td> <td rowspan="2">0.0125</td> <td rowspan="2">1/2</td> <td rowspan="2">2</td> <td rowspan="2">0.094</td> <td rowspan="2">0.011</td> <td rowspan="2">0.315</td> <td rowspan="2">0.035</td> <td rowspan="2">0.0012</td> <td rowspan="2">0.0012</td> <td rowspan="2">0.235</td> <td rowspan="2">0.748</td> </tr> <tr> <td>5+048.13</td> </tr> <tr> <td rowspan="2">2</td> <td rowspan="2">5+048.13</td> <td>5+048.13</td> <td rowspan="2">111.875</td> <td rowspan="2">0.0310</td> <td rowspan="2">0.016</td> <td rowspan="2">0.018</td> <td rowspan="2">1/2</td> <td rowspan="2">2</td> <td rowspan="2">0.144</td> <td rowspan="2">0.026</td> <td rowspan="2">0.483</td> <td rowspan="2">0.054</td> <td rowspan="2">0.0037</td> <td rowspan="2">0.0037</td> <td rowspan="2">0.360</td> <td rowspan="2">1.193</td> </tr> <tr> <td>5+160.00</td> </tr> <tr> <td rowspan="2">3</td> <td rowspan="2">5+160.00</td> <td>5+160.00</td> <td rowspan="2">150</td> <td rowspan="2">0.0292</td> <td rowspan="2">0.016</td> <td rowspan="2">0.018</td> <td rowspan="2">1/2</td> <td rowspan="2">2</td> <td rowspan="2">0.141</td> <td rowspan="2">0.025</td> <td rowspan="2">0.473</td> <td rowspan="2">0.053</td> <td rowspan="2">0.0035</td> <td rowspan="2">0.0035</td> <td rowspan="2">0.353</td> <td rowspan="2">1.176</td> </tr> <tr> <td>5+310.00</td> </tr> <tr> <td rowspan="2">4</td> <td rowspan="2">5+310.00</td> <td>5+310.00</td> <td rowspan="2">145</td> <td rowspan="2">0.0450</td> <td rowspan="2">0.016</td> <td rowspan="2">0.018</td> <td rowspan="2">1/2</td> <td rowspan="2">2</td> <td rowspan="2">0.166</td> <td rowspan="2">0.034</td> <td rowspan="2">0.557</td> <td rowspan="2">0.062</td> <td rowspan="2">0.0054</td> <td rowspan="2">0.0054</td> <td rowspan="2">0.415</td> <td rowspan="2">1.312</td> </tr> <tr> <td>5+455.00</td> </tr> <tr> <td rowspan="2">5</td> <td rowspan="2">5+455.00</td> <td>5+455.00</td> <td rowspan="2">75</td> <td rowspan="2">0.0235</td> <td rowspan="2">0.016</td> <td rowspan="2">0.019</td> <td rowspan="2">1/2</td> <td rowspan="2">2</td> <td rowspan="2">0.128</td> <td rowspan="2">0.020</td> <td rowspan="2">0.429</td> <td rowspan="2">0.048</td> <td rowspan="2">0.0027</td> <td rowspan="2">0.0027</td> <td rowspan="2">0.320</td> <td rowspan="2">1.133</td> </tr> <tr> <td>5+530.00</td> </tr> <tr> <td rowspan="2">6</td> <td rowspan="2">5+530.00</td> <td>5+530.00</td> <td rowspan="2">150</td> <td rowspan="2">0.0179</td> <td rowspan="2">0.016</td> <td rowspan="2">0.019</td> <td rowspan="2">1/2</td> <td rowspan="2">2</td> <td rowspan="2">0.116</td> <td rowspan="2">0.017</td> <td rowspan="2">0.389</td> <td rowspan="2">0.043</td> <td rowspan="2">0.0021</td> <td rowspan="2">0.0021</td> <td rowspan="2">0.290</td> <td rowspan="2">1.061</td> </tr> <tr> <td>5+680.00</td> </tr> <tr> <td rowspan="2">7</td> <td rowspan="2">5+680.00</td> <td>5+680.00</td> <td rowspan="2">150</td> <td rowspan="2">0.0393</td> <td rowspan="2">0.016</td> <td rowspan="2">0.019</td> <td rowspan="2">1/2</td> <td rowspan="2">2</td> <td rowspan="2">0.156</td> <td rowspan="2">0.030</td> <td rowspan="2">0.523</td> <td rowspan="2">0.058</td> <td rowspan="2">0.0046</td> <td rowspan="2">0.0046</td> <td rowspan="2">0.390</td> <td rowspan="2">1.293</td> </tr> <tr> <td>5+830.00</td> </tr> <tr> <td rowspan="2">8</td> <td rowspan="2">5+830.00</td> <td>5+830.00</td> <td rowspan="2">150</td> <td rowspan="2">0.0306</td> <td rowspan="2">0.016</td> <td rowspan="2">0.019</td> <td rowspan="2">1/2</td> <td rowspan="2">2</td> <td rowspan="2">0.141</td> <td rowspan="2">0.025</td> <td rowspan="2">0.473</td> <td rowspan="2">0.053</td> <td rowspan="2">0.0035</td> <td rowspan="2">0.0035</td> <td rowspan="2">0.353</td> <td rowspan="2">1.209</td> </tr> <tr> <td>5+980.00</td> </tr> <tr> <td rowspan="2">9</td> <td rowspan="2">5+980.00</td> <td>5+980.00</td> <td rowspan="2">150</td> <td rowspan="2">0.0095</td> <td rowspan="2">0.016</td> <td rowspan="2">0.019</td> <td rowspan="2">1/2</td> <td rowspan="2">2</td> <td rowspan="2">0.09</td> <td rowspan="2">0.010</td> <td rowspan="2">0.302</td> <td rowspan="2">0.034</td> <td rowspan="2">0.0011</td> <td rowspan="2">0.0011</td> <td rowspan="2">0.225</td> <td rowspan="2">0.896</td> </tr> <tr> <td>6+130.00</td> </tr> <tr> <td rowspan="2">10</td> <td rowspan="2">6+130.00</td> <td>6+130.00</td> <td rowspan="2">130</td> <td rowspan="2">0.0367</td> <td rowspan="2">0.016</td> <td rowspan="2">0.019</td> <td rowspan="2">1/2</td> <td rowspan="2">2</td> <td rowspan="2">0.152</td> <td rowspan="2">0.029</td> <td rowspan="2">0.510</td> <td rowspan="2">0.057</td> <td rowspan="2">0.0043</td> <td rowspan="2">0.0043</td> <td rowspan="2">0.380</td> <td rowspan="2">1.271</td> </tr> <tr> <td>6+260.00</td> </tr> </tbody> </table>																	Nº	Abscisa		L [m]	Q [m ³ /s]	n (Coef. De Manning)	So = I [m/m]	za	zb	y [m]	Área Hidráulica [m ²]	Perímetro Mojado [m]	Radio Hidráulico [m]	A*R^(2/3)	(Q*n)/S^(1/2)	T [m]	V [m/seg]	Ubicación	Tramo	1	5+000.00	5+000.00	48.125	0.0081	0.016	0.0125	1/2	2	0.094	0.011	0.315	0.035	0.0012	0.0012	0.235	0.748	5+048.13	2	5+048.13	5+048.13	111.875	0.0310	0.016	0.018	1/2	2	0.144	0.026	0.483	0.054	0.0037	0.0037	0.360	1.193	5+160.00	3	5+160.00	5+160.00	150	0.0292	0.016	0.018	1/2	2	0.141	0.025	0.473	0.053	0.0035	0.0035	0.353	1.176	5+310.00	4	5+310.00	5+310.00	145	0.0450	0.016	0.018	1/2	2	0.166	0.034	0.557	0.062	0.0054	0.0054	0.415	1.312	5+455.00	5	5+455.00	5+455.00	75	0.0235	0.016	0.019	1/2	2	0.128	0.020	0.429	0.048	0.0027	0.0027	0.320	1.133	5+530.00	6	5+530.00	5+530.00	150	0.0179	0.016	0.019	1/2	2	0.116	0.017	0.389	0.043	0.0021	0.0021	0.290	1.061	5+680.00	7	5+680.00	5+680.00	150	0.0393	0.016	0.019	1/2	2	0.156	0.030	0.523	0.058	0.0046	0.0046	0.390	1.293	5+830.00	8	5+830.00	5+830.00	150	0.0306	0.016	0.019	1/2	2	0.141	0.025	0.473	0.053	0.0035	0.0035	0.353	1.209	5+980.00	9	5+980.00	5+980.00	150	0.0095	0.016	0.019	1/2	2	0.09	0.010	0.302	0.034	0.0011	0.0011	0.225	0.896	6+130.00	10	6+130.00	6+130.00	130	0.0367	0.016	0.019	1/2	2	0.152	0.029	0.510	0.057	0.0043	0.0043
Nº	Abscisa		L [m]	Q [m ³ /s]	n (Coef. De Manning)	So = I [m/m]	za	zb	y [m]	Área Hidráulica [m ²]	Perímetro Mojado [m]	Radio Hidráulico [m]	A*R^(2/3)	(Q*n)/S^(1/2)	T [m]	V [m/seg]																																																																																																																																																																																																							
	Ubicación	Tramo																																																																																																																																																																																																																					
1	5+000.00	5+000.00	48.125	0.0081	0.016	0.0125	1/2	2	0.094	0.011	0.315	0.035	0.0012	0.0012	0.235	0.748																																																																																																																																																																																																							
		5+048.13																																																																																																																																																																																																																					
2	5+048.13	5+048.13	111.875	0.0310	0.016	0.018	1/2	2	0.144	0.026	0.483	0.054	0.0037	0.0037	0.360	1.193																																																																																																																																																																																																							
		5+160.00																																																																																																																																																																																																																					
3	5+160.00	5+160.00	150	0.0292	0.016	0.018	1/2	2	0.141	0.025	0.473	0.053	0.0035	0.0035	0.353	1.176																																																																																																																																																																																																							
		5+310.00																																																																																																																																																																																																																					
4	5+310.00	5+310.00	145	0.0450	0.016	0.018	1/2	2	0.166	0.034	0.557	0.062	0.0054	0.0054	0.415	1.312																																																																																																																																																																																																							
		5+455.00																																																																																																																																																																																																																					
5	5+455.00	5+455.00	75	0.0235	0.016	0.019	1/2	2	0.128	0.020	0.429	0.048	0.0027	0.0027	0.320	1.133																																																																																																																																																																																																							
		5+530.00																																																																																																																																																																																																																					
6	5+530.00	5+530.00	150	0.0179	0.016	0.019	1/2	2	0.116	0.017	0.389	0.043	0.0021	0.0021	0.290	1.061																																																																																																																																																																																																							
		5+680.00																																																																																																																																																																																																																					
7	5+680.00	5+680.00	150	0.0393	0.016	0.019	1/2	2	0.156	0.030	0.523	0.058	0.0046	0.0046	0.390	1.293																																																																																																																																																																																																							
		5+830.00																																																																																																																																																																																																																					
8	5+830.00	5+830.00	150	0.0306	0.016	0.019	1/2	2	0.141	0.025	0.473	0.053	0.0035	0.0035	0.353	1.209																																																																																																																																																																																																							
		5+980.00																																																																																																																																																																																																																					
9	5+980.00	5+980.00	150	0.0095	0.016	0.019	1/2	2	0.09	0.010	0.302	0.034	0.0011	0.0011	0.225	0.896																																																																																																																																																																																																							
		6+130.00																																																																																																																																																																																																																					
10	6+130.00	6+130.00	130	0.0367	0.016	0.019	1/2	2	0.152	0.029	0.510	0.057	0.0043	0.0043	0.380	1.271																																																																																																																																																																																																							
		6+260.00																																																																																																																																																																																																																					

Continúa...

Tabla 74. Cálculos de la sección hidráulica de la cuneta (lado izquierdo).

(Continuación...)

DISEÑO DE CUNETAS TRIANGULARES (FORMULA DE MANNING)																
			Parámetros de diseño: L: Longitud de la cuneta [m] Q: Caudal de diseño [m3/s] So: Pendiente longitudinal de la cuenta [m/m] Za: Coeficiente de talud hacia el corte Zb: Coeficiente de talud hacia la vía y: Tirante de agua [m] T: Ancho superficial [m]						V: Velocidad de flujo [m/s]		$\text{Área Hidráulica}(A) = \frac{(z_a + z_b) \times h^2}{2}$		$\text{Radio Hidráulico} = \frac{A}{P}$			
			$\text{Perímetro Mojado}(P) = (\sqrt{1 + z_a^2} + \sqrt{1 + z_b^2}) \times h$													
Nº	Abscisa		L [m]	Q [m3/s]	n (Coef. De Manning)	So = I [m/m]	za	zb	y [m]	Área Hidráulica [m2]	Perímetro Mojado [m]	Radio Hidráulico [m]	A*R^(2/3)	(Q*n)/S^(1/2)	T [m]	V [m/seg]
	Ubicación	Tramo														
11	6+260.00	6+260.00 6+396.88	136.875	0.0282	0.016	0.019	1/2	2	0.138	0.024	0.463	0.051	0.0033	0.0033	0.345	1.191
12	6+396.88	6+396.88 6+517.00	120.125	0.0072	0.016	0.0681	1/2	2	0.06	0.005	0.201	0.022	0.0004	0.0004	0.150	1.295
13	6+517.00	6+517.00 6+667.00	150	0.0473	0.016	0.0681	1/2	2	0.131	0.021	0.439	0.049	0.0029	0.0029	0.328	2.179
14	6+667.00	6+667.00 6+817.00	150	0.0237	0.016	0.0681	1/2	2	0.102	0.013	0.342	0.038	0.0015	0.0015	0.255	1.844
15	6+817.00	6+817.00 6+870.00	53	0.0069	0.016	0.0681	1/2	2	0.06	0.005	0.201	0.022	0.0004	0.0004	0.150	1.295
16	6+870.00	6+870.00 7+020.00	150	0.0265	0.016	0.07	1/2	2	0.105	0.014	0.352	0.039	0.0016	0.0016	0.263	1.906
17	7+020.00	7+020.00 7+170.00	150	0.0131	0.016	0.07	1/2	2	0.08	0.008	0.268	0.030	0.0008	0.0008	0.200	1.590
18	7+170.00	7+170.00 7+320.00	150	0.0354	0.016	0.0112	1/2	2	0.166	0.034	0.557	0.062	0.0054	0.0054	0.415	1.035
19	7+320.00	7+320.00 7+470.00	150	0.0183	0.016	0.0112	1/2	2	0.129	0.021	0.433	0.048	0.0028	0.0028	0.323	0.875
20	7+470.00	7+470.00 7+500.00	30	0.0054	0.016	0.0112	1/2	2	0.08	0.008	0.268	0.030	0.0008	0.0008	0.200	0.636

Elaborado por: Victor Cando

Tabla 75. Cálculos de la sección hidráulica de la cuneta (lado derecho).

DISEÑO DE CUNETAS TRIANGULARES (FORMULA DE MANNING)																
			<p>Parámetros de diseño: L: Longitud de la cuneta [m] Q: Caudal de diseño [m³/s] So: Pendiente longitudinal de la cuenta [m/m] Za: Coeficiente de talud hacia el corte Zb: Coeficiente de talud hacia la vía y: Tirante de agua [m] T: Ancho superficial [m]</p>													
			<p>V: Velocidad de flujo [m/s]</p> $\text{Área Hidráulica (A)} = \frac{(z_a + z_b) \times h^2}{2}$ $\text{Radio Hidráulico} = \frac{A}{P}$ $\text{Perímetro Mojado (P)} = (\sqrt{1 + z_a^2} + \sqrt{1 + z_b^2}) \times h$													
Nº	Abscisa		L [m]	Q [m ³ /s]	n (Coef. De Manning)	So = I [m/m]	za	zb	y [m]	Área Hidráulica [m ²]	Perímetro Mojado [m]	Radio Hidráulico [m]	A*R ^{2/3}	(Q*n)/S ^{1/2}	T [m]	V [m/seg]
	Ubicación	Tramo														
1	5+000.00	5+000.00	48.125	0.0083	0.016	0.0125	1/2	2	0.094	0.011	0.315	0.035	0.0012	0.0012	0.235	0.748
		5+048.13														
2	5+048.13	5+048.13	111.875	0.0080	0.016	0.018	1/2	2	0.087	0.009	0.292	0.032	0.0010	0.0010	0.218	0.853
		5+160.00														
3	5+160.00	5+160.00	150	0.0212	0.016	0.018	1/2	2	0.124	0.019	0.416	0.046	0.0025	0.0025	0.310	1.080
		5+310.00														
4	5+310.00	5+310.00	145	0.0072	0.016	0.018	1/2	2	0.084	0.009	0.282	0.031	0.0009	0.0009	0.210	0.833
		5+455.00														
5	5+455.00	5+455.00	75	0.0010	0.016	0.019	1/2	2	0.029	0.001	0.097	0.011	0.0001	0.0001	0.073	0.421
		5+530.00														
6	5+530.00	5+530.00	150	0.0368	0.016	0.019	1/2	2	0.152	0.029	0.510	0.057	0.0043	0.0043	0.380	1.271
		5+680.00														
7	5+680.00	5+680.00	150	0.0184	0.016	0.019	1/2	2	0.116	0.017	0.389	0.043	0.0021	0.0021	0.290	1.061
		5+830.00														
8	5+830.00	5+830.00	150	0.0223	0.016	0.019	1/2	2	0.126	0.020	0.423	0.047	0.0026	0.0026	0.315	1.121
		5+980.00														
9	5+980.00	5+980.00	150	0.0426	0.016	0.019	1/2	2	0.16	0.032	0.537	0.060	0.0049	0.0049	0.400	1.315
		6+130.00														
10	6+130.00	6+130.00	130	0.0056	0.016	0.019	1/2	2	0.076	0.007	0.255	0.028	0.0007	0.0007	0.190	0.800
		6+260.00														

Continúa...

Tabla 75. Cálculos de la sección hidráulica de la cuneta (lado derecho).

(Continuación...)

DISEÑO DE CUNETAS TRIANGULARES (FORMULA DE MANNING)																
			Parámetros de diseño: L: Longitud de la cuneta [m] Q: Caudal de diseño [m3/s] So: Pendiente longitudinal de la cuenta [m/m] Za: Coeficiente de talud hacia el corte Zb: Coeficiente de talud hacia la vía y: Tirante de agua [m] T: Ancho superficial [m]							V: Velocidad de flujo [m/s]			$\text{Área Hidráulica}(A) = \frac{(z_a + z_b) \times h^2}{2}$		$\text{Radio Hidráulico} = \frac{A}{P}$	
			$\text{Perímetro Mojado}(P) = (\sqrt{1 + z_a^2} + \sqrt{1 + z_b^2}) \times h$													
Nº	Abscisa		L [m]	Q [m3/s]	n (Coef. De Manning)	So = I [m/m]	za	zb	y [m]	Área Hidráulica [m2]	Perímetro Mojado [m]	Radio Hidráulico [m]	A*R^(2/3)	(Q*n)/S^(1/2)	T [m]	V [m/seg]
	Ubicación	Tramo														
11	6+260.00	6+260.00	136.875	0.0200	0.016	0.019	1/2	2	0.12	0.018	0.402	0.045	0.0023	0.0023	0.300	1.085
		6+396.88														
		6+396.88														
12	6+396.88	6+396.88	120.125	0.0327	0.016	0.0681	1/2	2	0.114	0.016	0.382	0.042	0.0020	0.0020	0.285	1.986
		6+517.00														
13	6+517.00	6+517.00	150	0.0069	0.016	0.0681	1/2	2	0.06	0.005	0.201	0.022	0.0004	0.0004	0.150	1.295
		6+667.00														
14	6+667.00	6+667.00	150	0.0373	0.016	0.0681	1/2	2	0.12	0.018	0.402	0.045	0.0023	0.0023	0.300	2.055
		6+817.00														
15	6+817.00	6+817.00	53	0.0101	0.016	0.0681	1/2	2	0.071	0.006	0.238	0.026	0.0006	0.0006	0.178	1.448
		6+870.00														
16	6+870.00	6+870.00	150	0.0274	0.016	0.07	1/2	2	0.107	0.014	0.359	0.040	0.0017	0.0017	0.268	1.930
		7+020.00														
17	7+020.00	7+020.00	150	0.0420	0.016	0.07	1/2	2	0.124	0.019	0.416	0.046	0.0025	0.0025	0.310	2.129
		7+170.00														
18	7+170.00	7+170.00	150	0.0173	0.016	0.0112	1/2	2	0.126	0.020	0.423	0.047	0.0026	0.0026	0.315	0.861
		7+320.00														
19	7+320.00	7+320.00	150	0.0378	0.016	0.0112	1/2	2	0.169	0.036	0.567	0.063	0.0057	0.0057	0.423	1.047
		7+470.00														
20	7+470.00	7+470.00	30	0.0054	0.016	0.0112	1/2	2	0.08	0.008	0.268	0.030	0.0008	0.0008	0.200	0.636
		7+500.00														

Elaborado por: Victor Cando

De los cálculos realizados anteriormente, se puede observar que el tirante de agua máximo (y) que se produce es de 0.169 m con un ancho superficial máximo (T) de 0.423 m; de igual manera se presenta una velocidad máxima y mínima de 2.179 m/seg y 0.421 m/seg respectivamente, con lo cual se garantiza que no se producirá la erosión y la sedimentación en la cuneta.

- **Borde libre.-** Es el espacio entre la cota de la corona de la cuneta y la superficie del agua; no existe una regla que pueda aceptarse universalmente para el cálculo del borde libre, debido a que la variación de la superficie del agua se puede producir por causas incontrolables, es por esta razón que se estima el borde libre en un 30% del tirante hidráulico.

$$\mathbf{B.L = 0.30 * y}$$

$$B.L = 0.30 * 0.169$$

$$B.L = 0.0507 \text{ [m]}$$

En total la profundidad de la cuneta considerando el tirante hidráulico (y) y el borde libre (**B.L**) será:

$$\mathbf{H = y + B.L}$$

$$H = 0.169 + 0.0507$$

$$H = 0.2197\text{m}$$

7.6.4.1.2 Sección típica de cuneta triangular

Al ser esta la sección de cuneta mínima recomendada por el MOP, y considerando que satisface las condiciones hidráulicas de diseño; a lo largo de todo el tramo en estudio se adopta esta cuneta con las siguientes dimensiones:

7.6.4.2.1 Consideraciones generales

- Las tensiones determinantes para el diseño de una estructura corresponden a las solicitaciones del tránsito para terraplenes bajos y a los del piso del terraplén para elevados rellenos. Una tensión seleccionada racionalmente para el diseño de un plano tipo definirá en consecuencia un rango entre terraplén mínimo y el máximo en que puede ser empleada la estructura (Lemos R., 1999, p. 35).
- “En secciones circulares o abovedadas deben adaptarse espesores apreciables de terraplén mínimo (del orden de 0.50m a 0.60m), para obtener estructuras razonablemente económicas” (Lemos R., 1999, p. 35).
- “Se presenta un rango de rellenos (en el orden de 1.0m a 2.0m) en que las solicitaciones asumen su más bajo valor” (Lemos R., 1999, p. 35).
 - Es necesario, una vez dimensionando el plano tipo para sus reales estados de carga durante el uso de la carretera, verificar los que requerirán estas estructuras durante la ejecución de las obras para el paso de los equipos más usuales empleados en la construcción de carreteras (Lemos R., 1999, p. 35).
- “Alineación.- La localización óptima de una alcantarilla consistirá en proporcionar a la corriente una entrada y una salida directa” (MOP, 2003, p. 286).
 - Pendiente.- La pendiente ideal para una alcantarilla es aquella que no produzca sedimentación, ni velocidades excesivas y erosión, y que, a su vez, permita la menor longitud de la estructura. Para evitar la sedimentación, la pendiente mínima será 0.5 por ciento (MOP, 2003, pp. 286, 289).

- La dimensión mínima interna de las alcantarillas deberá ser la que permite su limpieza y conservación. Para las alcantarillas de alivio pueden ser aceptables diámetros no menores a 600 mm (24”) en el caso de tubos y ancho, alto 0.70 m en el caso rectangular (Ministerio de Transporte e Infraestructura, 2008, pág. 48).

7.6.4.2.2 Alcantarillas para drenaje de cunetas

“El caudal máximo se determinará por la sumatoria de los volúmenes de escurrimiento de las cunetas, estimados para un periodo de retorno especificado” (MOP, 2003, p. 302).

Los caudales de aportación estimados para un periodo de retorno de 25 años se presentan en la tabla 71 (caudal de diseño). Este valor se utilizará para relacionarlo con el valor de (Q_{LLENO}), el cual es calculado a través de la ecuación de continuidad:

$$Q_{LL} = A \times V_{LL}$$

Dónde:

A: Área de la alcantarilla, producto de un diámetro impuesto.

V_{LL} : Velocidad de flujo lleno.

Para determinar el área de la alcantarilla la ecuación será:

$$A = \frac{\pi \times D^2}{4}$$

Dónde:

A: Área de la alcantarilla [m^2].

D: Diámetro de la alcantarilla [m].

La velocidad de flujo se determina a partir de la ecuación de Manning, la cual relaciona a la velocidad de flujo con la siguiente expresión:

$$V_{LL} = \frac{1}{n} \times J^{1/2} \times R^{2/3}$$

Dónde:

V_{LL}: Velocidad de flujo lleno [m/seg].

R: Radio hidráulico de la sección transversal [m].

J: Pendiente de la alcantarilla [mm/mm].

n: Coeficiente de rugosidad.

El coeficiente de rugosidad dependiendo del tipo de material a emplearse se muestra en la siguiente tabla:

Tabla 76. Coeficientes de rugosidad n para la expresión de Manning

Materiales	Coeficiente de Manning (n)
Asbesto cemento	0.011
Latón	0.011
Tabique	0.015
Hierro fundido	0.012
Concreto (cimbra metálica)	0.011
Concreto (cimbra madera)	0.015
Concreto simple	0.013
Cobre	0.011
Acero corrugado	0.022
Acero galvanizado	0.016
Acero (esmaltado)	0.010
Acero (nuevo, sin recubrimiento)	0.011
Acero (remachado)	0.019
Plomo	0.011
Plástico (P.V.C)	0.009
Madera (duelas)	0.012
Vidrio (laboratorio)	0.011

Fuente: (Kraemer & Del Val, 2004)

Las alcantarillas propuestas serán de acero corrugado, por lo tanto, el coeficiente de rugosidad (**n**) será igual a 0.022

El radio hidráulico de la sección se determina con la siguiente expresión:

$$R = \frac{A}{P}$$

Dónde:

R: Radio hidráulico de la sección.

A: área mojada de la sección transversal [m²].

P: Perímetro mojado [m].

En conductos circulares trabajando a sección llena, el radio hidráulico de la sección será función del diámetro, por lo tanto:

$$R = \frac{A}{P}$$

$$A = \frac{\pi \times D^2}{4} \quad ; \quad P = \pi \times D$$

$$R = \frac{\frac{\pi \times D^2}{4}}{\pi \times D}$$

Simplificando tenemos:

$$R = \frac{D}{4}$$

Módulo de gasto (K), el cual es determinado con la siguiente expresión:

$$K = \frac{Q}{Q_{LL}}$$

En el siguiente cuadro se resumen los valores de los parámetros obtenidos para el diseño de las alcantarillas.

Tabla 77. Valores de los parámetros de diseño

PD	Abscisa	Caudal [m3/seg]	(n)	J [%]	Diámetro asumido [mm]	Área [m2]	V _{LL} [m/seg]	Q _{LL} [m3/seg]	K
1	5+160.00	0.0310	0.022	0.02	600	0.283	1.815	0.513	0.060
2	5+310.00	0.0292	0.022	0.02	600	0.283	1.815	0.513	0.057
3	5+455.00	0.0685	0.022	0.02	600	0.283	1.815	0.513	0.133
4	5+530.00	0.0368	0.022	0.02	600	0.283	1.815	0.513	0.072
5	5+680.00	0.0393	0.022	0.02	600	0.283	1.815	0.513	0.077
6	5+830.00	0.0306	0.022	0.02	600	0.283	1.815	0.513	0.060
7	5+980.00	0.0426	0.022	0.02	600	0.283	1.815	0.513	0.083
8	6+130.00	0.0367	0.022	0.02	600	0.283	1.815	0.513	0.072
9	6+260.00	0.0282	0.022	0.02	600	0.283	1.815	0.513	0.055
10	6+517.00	0.0327	0.022	0.02	600	0.283	1.815	0.513	0.064
11	6+667.00	0.0473	0.022	0.02	600	0.283	1.815	0.513	0.092
12	6+817.00	0.0373	0.022	0.02	600	0.283	1.815	0.513	0.073
13	6+870.00	0.0375	0.022	0.02	600	0.283	1.815	0.513	0.073
14	7+020.00	0.0420	0.022	0.02	600	0.283	1.815	0.513	0.082
15	7+170.00	0.0354	0.022	0.02	600	0.283	1.815	0.513	0.069
16	7+320.00	0.0378	0.022	0.02	600	0.283	1.815	0.513	0.074
17	7+470.00	0.0054	0.022	0.02	600	0.283	1.815	0.513	0.011

Elaborado por: Victor Cando

Los valores del módulo de gasto (K) se ingresan en el ábaco de la figura 61 para determinar y/d_o y V/V_{LL} .

Nota: para este caso solo tomaremos el valor máximo y mínimo del módulo de gasto (K)

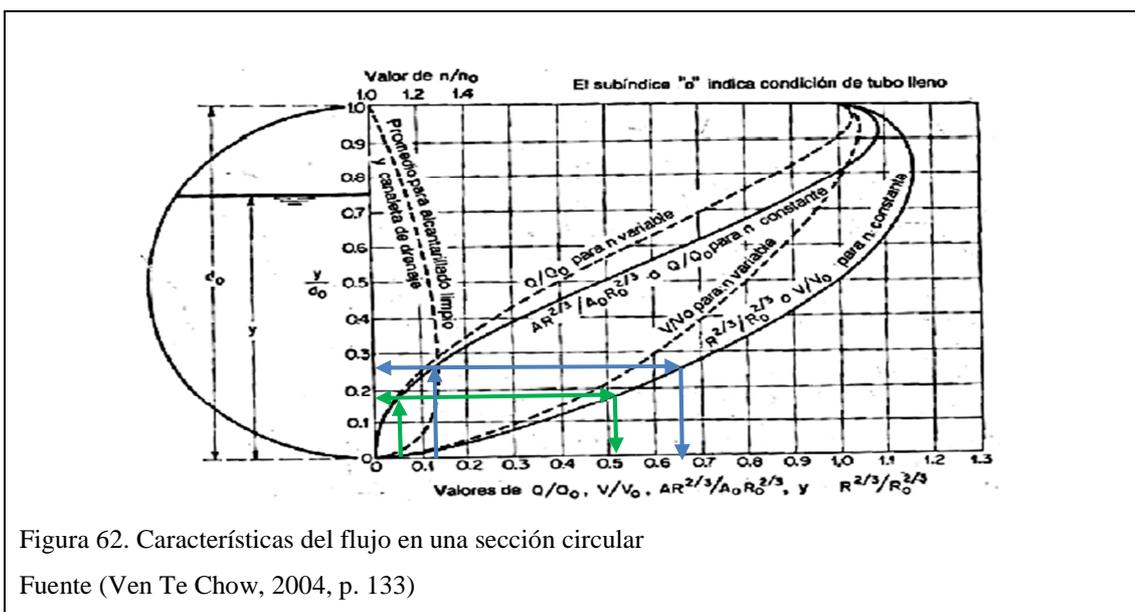


Figura 62. Características del flujo en una sección circular

Fuente (Ven Te Chow, 2004, p. 133)

Utilizando el ábaco de la figura 62 se tiene que:

Para $K = 0.055$

$$y/d_o = 0.1905$$

$$V/V_{LL} = 0.5161$$

Resultando:

$$y = 0.1905 * d_o = 0.1905 * 0.6 = 0.1143 \text{ m} \quad (\text{tirante hidráulico})$$

$$V = 0.5161 * V_{LL} = 0.5161 * 1.815 = 0.9367 \text{ m/seg} \quad (\text{velocidad de flujo})$$

Para $K = 0.133$

$$y/d_o = 0.2694$$

$$V/V_{LL} = 0.6650$$

Resultando:

$$y = 0.2694 * d_o = 0.2694 * 0.6 = 0.1616 \text{ m} \quad (\text{tirante hidráulico})$$

$$V = 0.6650 * V_{LL} = 0.6650 * 1.815 = 1.2070 \text{ m/seg} \quad (\text{velocidad de flujo})$$

De los resultados obtenidos se determina que la sección adoptada para alcantarillas de alivio será de 600mm, considerando que esta es la sección mínima para este tipo de alcantarillas y las velocidades que se generan no serán inferiores a la mínima de 0.60 m/seg proporcionando así una acción de autolimpieza (arrastre de partículas), ni superiores a la máxima de 5.0 m/seg.

7.6.4.3 Cabezal tipo cajón

Para la conexión de las cunetas con las obras de alivio con frecuencia se hace necesario construir obras auxiliares que pueden ser cabezales tipo cajón con desarenadores que son los más recomendables y ventajosos.

Estos cabezales tipo cajón se usa únicamente a la entrada de las alcantarillas, cuya función es contener el agua de las cunetas hacia la alcantarilla; antes de entrar a la alcantarilla cae en el cajón el cual tienen un nivel de ingreso por debajo de la alcantarilla destinado a retener los sedimentos que lleva la corriente de agua. A

través de sus paredes verticales también se puede apreciar las descargas de los subdrenes.

En la siguiente figura se puede observar el tipo común de estas estructuras:

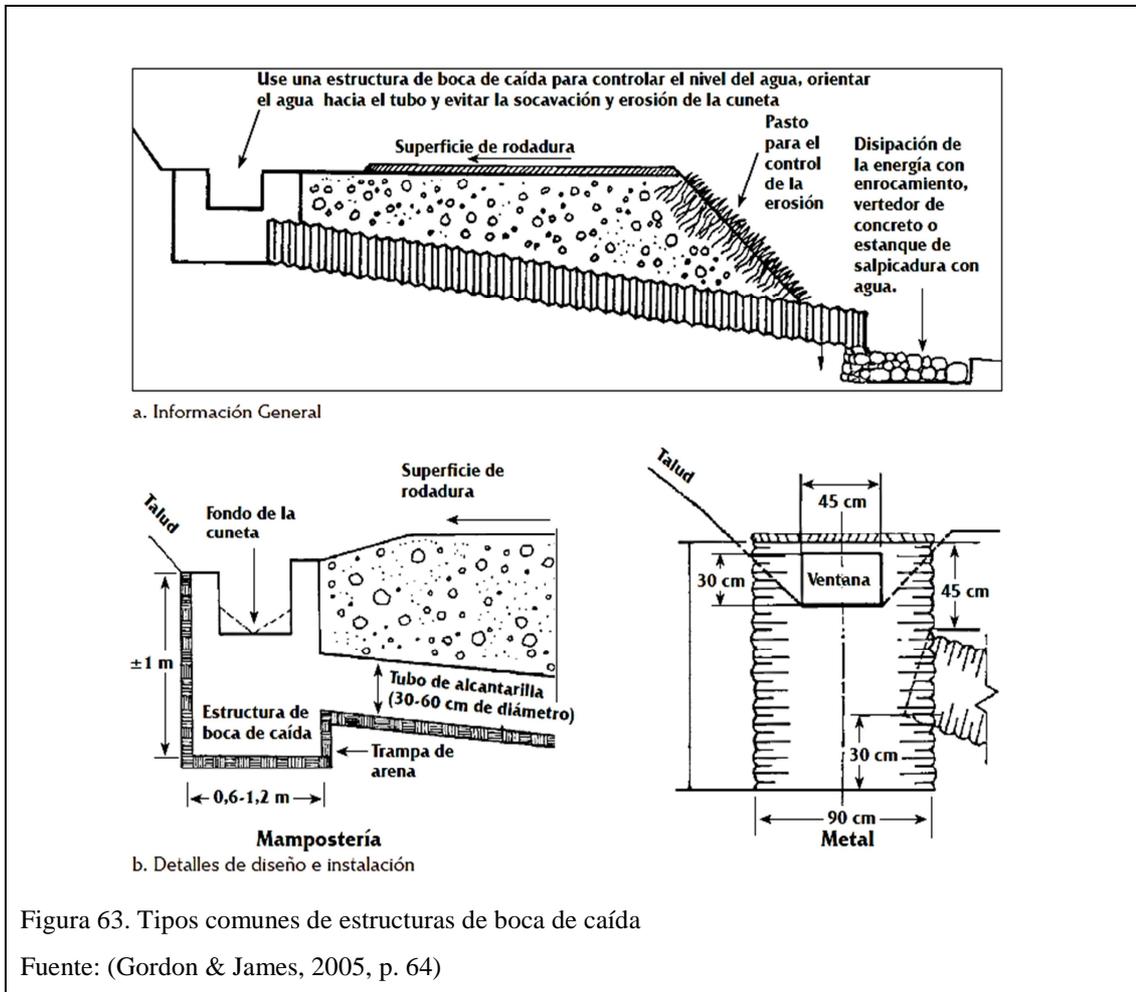


Figura 63. Tipos comunes de estructuras de boca de caída

Fuente: (Gordon & James, 2005, p. 64)

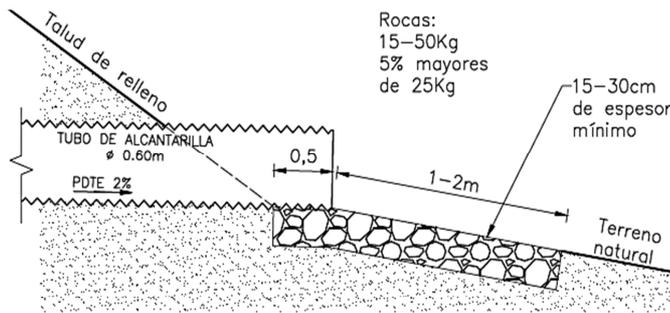
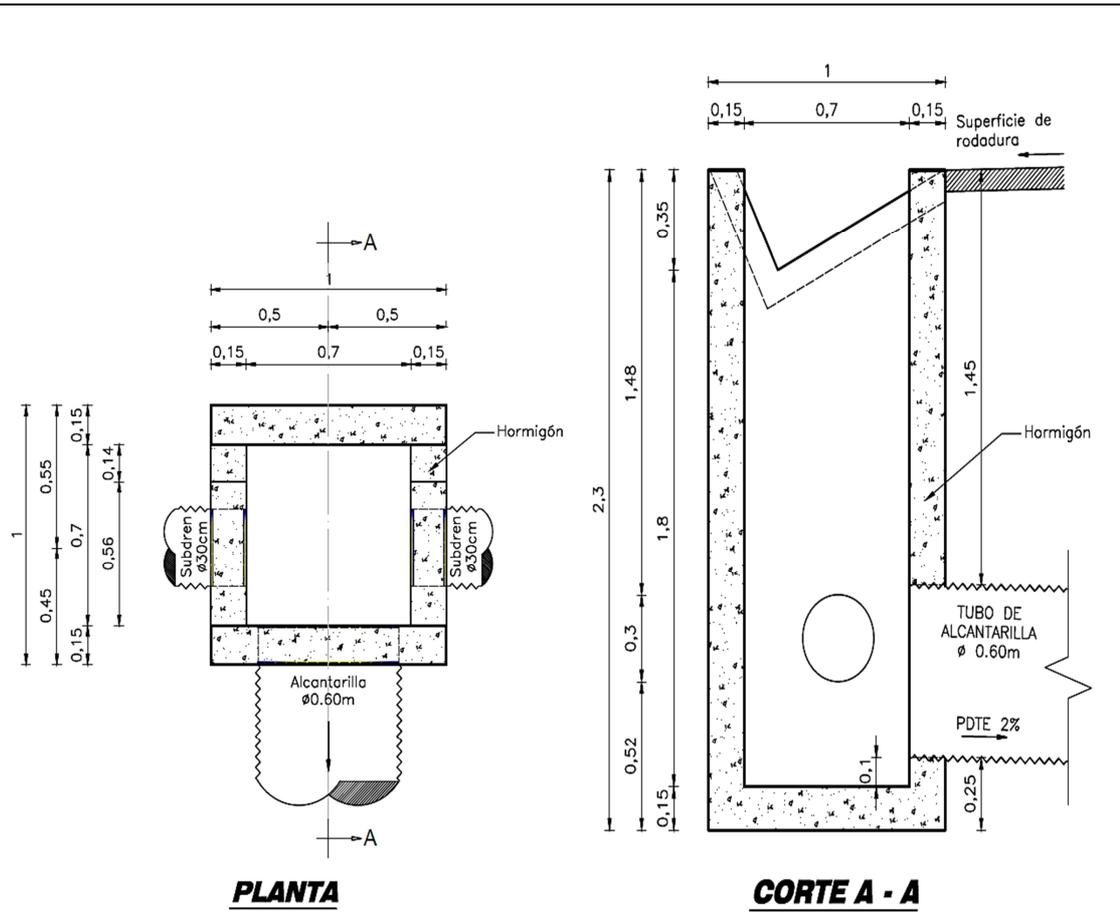
7.6.4.3.1 Control en entradas y salidas de drenes transversales en alcantarillas

El agua debe controlarse, encauzarse o disiparse su energía a la entrada y a la salida de alcantarillas, vados superficiales u otro tipo de estructuras transversales de drenaje. Con esto se garantiza que el agua y los escombros entren al dren transversal eficientemente sin obstruirlo, y que salgan del dren transversal sin dañar a la estructura y sin causar erosión a la salida (Gordon & James, 2005, p. 62).

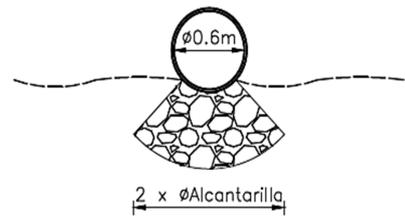
Prácticas recomendables.

- “Use estructuras de bocas de caída en los drenes transversales de alcantarilla cuando haga falta controlar la pendiente de la cuneta, para evitar la erosión descendente de la cuneta, o donde el espacio esté limitado con respecto al corte en las márgenes” (Gordon & James, 2005, p. 63).
- Descargue las alcantarillas y los drenes empedrados de drenaje transversal al nivel del terreno natural, sobre suelo firme no erosionable o en zonas rocosas o con matorrales. Si se descarga sobre los taludes del terraplén, acorace las salidas con enrocamiento de protección o con desperdicio maderero, o use estructuras de drenaje hacia abajo. Haga sobresalir el tubo entre 0,5 y 1,0 m con respecto al pie del talud de terraplén para evitar erosión del material de relleno (Gordon & James, 2005, p. 63).
- “Se puede estabilizar el tubo, el dren o la boca de salida del dren, y se puede disipar la energía del agua al descargarla sobre 1 a 2 metros cúbicos de un enrocamiento de protección bien graduado” (Gordon & James, 2005, pp. 62, 63).

Considerando el tipo común de estas estructuras y sus recomendaciones prácticas; para el presente proyecto se recomienda su construcción con las siguientes dimensiones:



PROTECCIÓN A LA SALIDA DE UNA ALCANTARILLA CON ROCA



ANCHO DEL DIQUE DE ROCAS

Figura 64. Detalle de cabezal tipo cajón & Protección a la salida de la alcantarilla.

Elaborado por: Victor Cando

7.6.4.4 Drenaje subterráneo

Este tipo de drenaje tiene como finalidad primaria eliminar los excedentes de humedad de la base, sub-base y taludes próximos a la calzada, protegiendo en esta forma y dando mayor estabilidad y durabilidad a la capa de rodadura, interceptando además corrientes subterráneas y abatiendo los niveles freáticos elevados (Lemos R., 1999, p. 112).

“Los caudales que se manejan en el sistema de drenaje interno son muy inferiores a los caudales de escorrentía superficial que afectan los sistemas de drenaje superficial. En este caso se trabaja con caudales infiltrados” (Lemos R., 1999, p. 112).

7.6.4.4.1 Subdrenes

Son zanjas que se excavan manualmente o con retroexcavadora para luego ser rellenadas con material filtrante y tubos perforados que captan y evacuan el agua.

El nivel freático debe mantenerse siquiera a 1.0m o más (según naturaleza del suelo), bajo la superficie de la explanada. Para ello, el fondo de la zanja drenante debe estar a una profundidad comprendida entre 1.20m y 1.80m, bajo el nivel de la calzada. (Lemos R., 1999, p. 117)

7.6.4.4.2 Diámetros y pendientes recomendados

Los diámetros deben ser calculados para lo cual se requiere conocer con cierta precisión las aportaciones. De igual manera se debe calcular las distancias máximas de evacuación de los subdrenes partiendo de criterios iniciales de diseño como por ejemplo la presión máxima admisible en dicho tramo, etc. “Sin embargo son recomendables diámetros que oscilen entre 10cm y 30cm (4pulg. y 12pulg.) que se consideran suficientes para longitudes de evacuación interiores a 120m. Para longitudes mayores se aumenta el diámetro (en tramos de carretera con bajas pendientes)” (Lemos R., 1999, p. 126).

En la siguiente figura se indica la disposición que debe satisfacer las perforaciones realizadas en la mitad inferior del tubo.

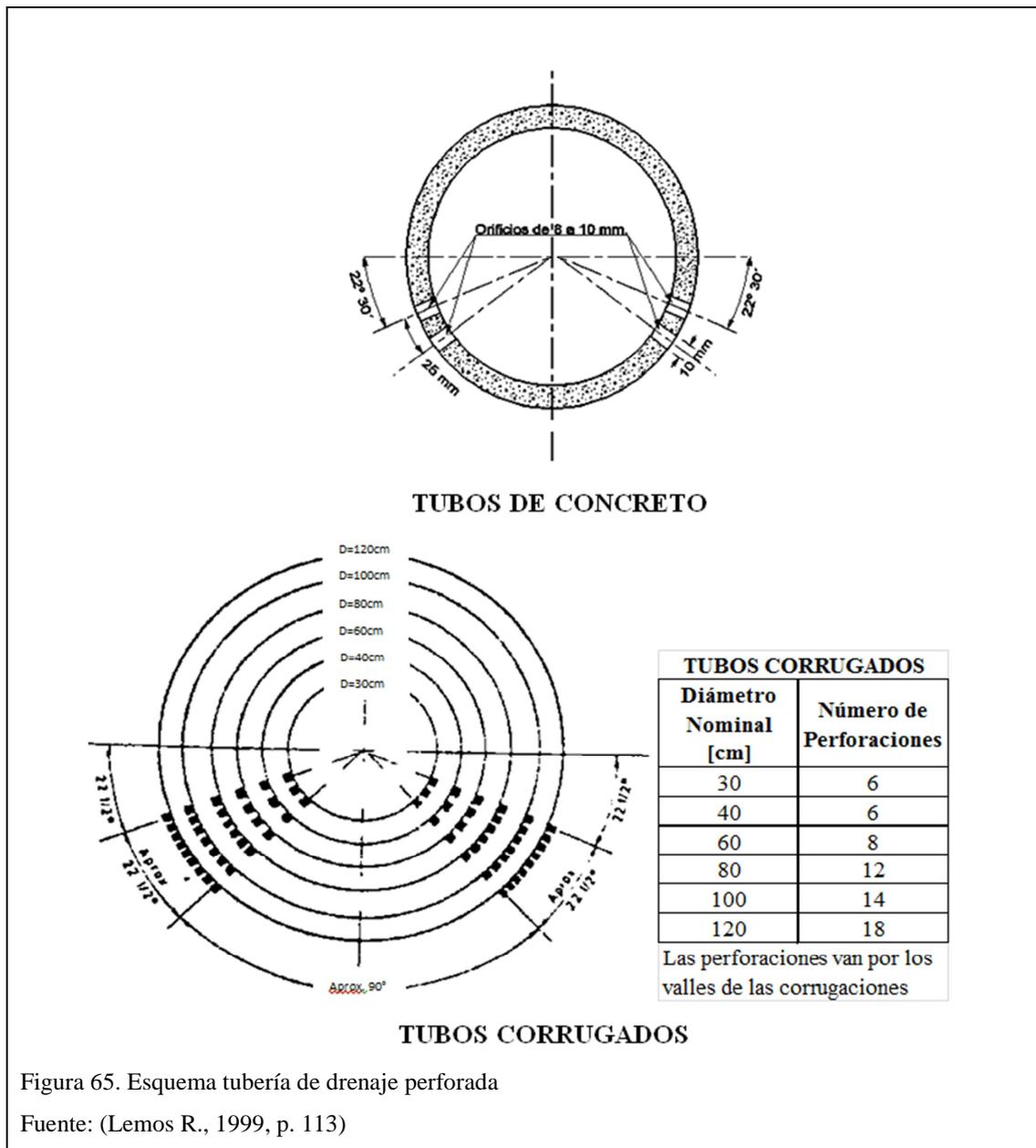


Figura 65. Esquema tubería de drenaje perforada

Fuente: (Lemos R., 1999, p. 113)

Las pendientes longitudinales las dan la situación de los puntos de desagüe. Se debe tratar de que estas no sean inferiores al 0.5%. Se debe justificar pendientes menores, pero nunca deben ser inferiores al 0.2%. La velocidad del agua en las conducciones de drenaje estará comprendida entre 0.7m/seg y 4m/seg (Lemos R., 1999, p. 126).

Dentro del Estudio Geológico – Geotécnico desarrollado en el Capítulo 4, se dio a conocer que el nivel freático a lo largo de todo el tramo en estudio se encuentra a 2.0m de profundidad desde la rasante. Por otra parte, de acuerdo al diseño vertical para la conformación de la subrasante se requerirá hacer cortes entre 1.0m y 4.50m

Tomando en cuenta todas las consideraciones descritas anteriormente, en tramos donde se realicen cortes mayores a 1.0m, se recomienda la construcción del subdren para remover el agua subterránea.

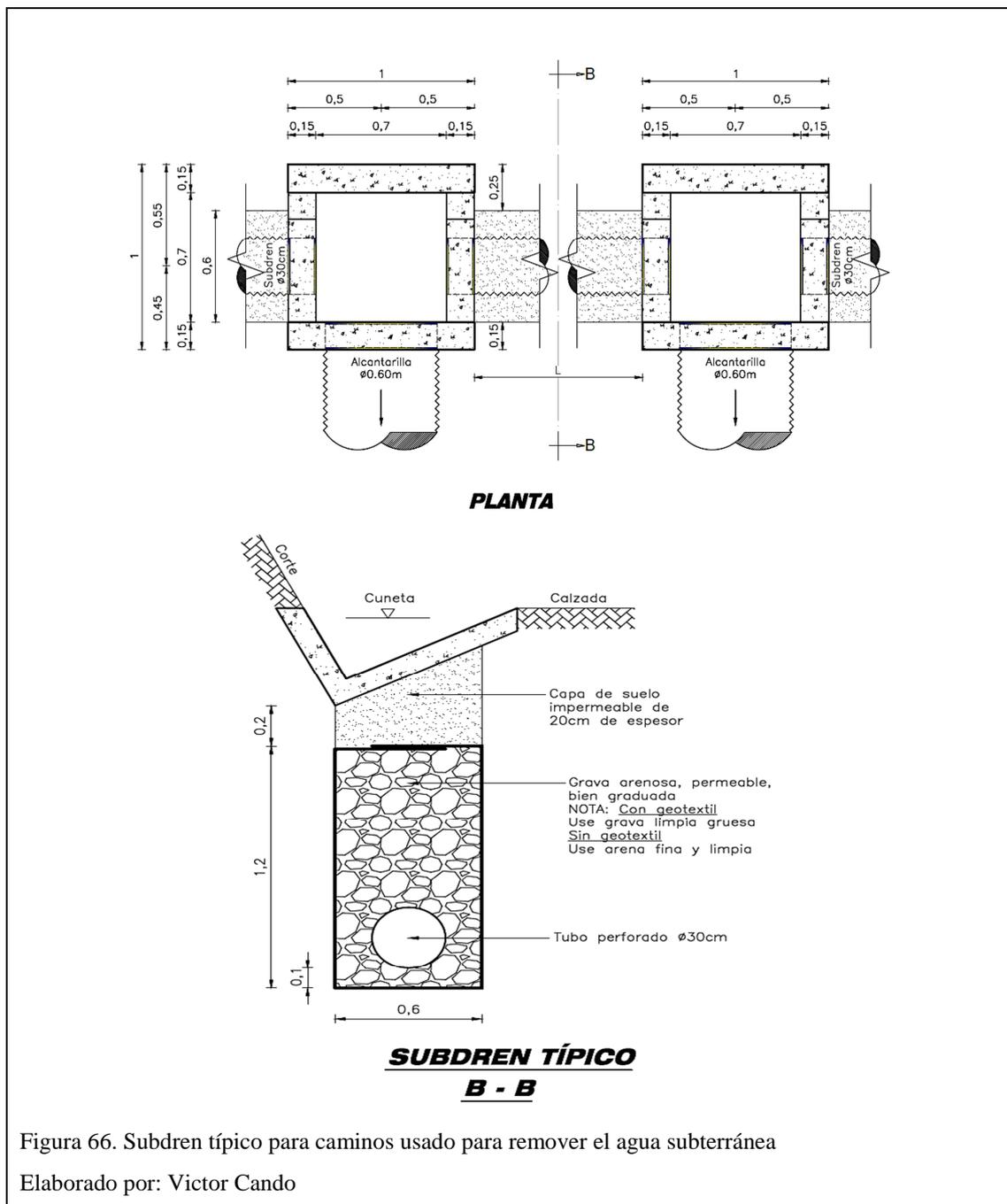


Figura 66. Subdren típico para caminos usado para remover el agua subterránea

Elaborado por: Victor Cando

Los planos de detalle para la ubicación y construcción de las obras de drenaje se encuentran en el Anexo 9.

CAPÍTULO 8

DISEÑO DE SEÑALIZACIÓN

8.1 Introducción

Tanto la circulación vehicular así como la peatonal debe ser reglamentada con el propósito de que esta se pueda llevar a cabo de forma segura, ordenada, fluida y cómoda. La señalización horizontal tiene la función de proveer información y guiar a los usuarios de la vía.

Por otra parte, la señalización vertical se emplea para ayudar a que el flujo del tránsito vehicular y peatonal se realice de forma segura y ordenada. Contienen instrucciones que deben ser respetadas por el usuario, previenen de peligros los cuales pueden ser no muy evidentes o, proporcionan información acerca de rutas, destinos y puntos de interés. Para facilitar al usuario vial el reconocimiento rápido de las varias clases de señales, se estandariza su forma, mensaje, y un color destacado.

La vía Mulaute – La Florida Tramo 3 tiene una calzada bidireccional formada por dos carriles de 3.35 metros de ancho, desarrollados en una longitud de 2.500 metros. El diseño de la señalización horizontal y vertical se realizará en su forma íntegra, partiendo como punto de inicio desde la abscisa 0+000.00 hasta llegar a su punto final ubicado en la abscisa 2+500.00.

8.2 Metodología

Una vez realizado el diseño geométrico de la vía, se procede a definir los puntos en los cuales se ubicará la señalización horizontal y vertical necesaria, en base al Reglamento Técnico Ecuatoriano INEN 004, de tal manera que capte la atención del usuario y facilite el tiempo suficiente para poder leerla, entenderla, y generar la maniobra con seguridad.

8.3 Señalización horizontal

La señalización horizontal corresponde a un sistema de demarcación vial, conformado por líneas, símbolos y letras aplicados sobre la superficie de rodadura. Estas demarcaciones se utilizan para canalizar y regular el tránsito, así como también, para indicar la presencia de obstáculos en la vía. La señalización horizontal también se la puede emplear como complemento de información de otros dispositivos de control de tránsito (señalización vertical, semáforos, etc).

8.3.1 Clasificación de las demarcaciones

8.3.1.1 Líneas longitudinales

Se emplean para demarcar carriles y calzadas; para indicar zonas en las cuales se prohíbe o no adelantar y/o estacionar; y para demarcar carriles de uso exclusivo para determinados tipos de vehículos. Los colores para las demarcaciones deben ser especificados para una carretera estándar, estos colores deben ser: amarillo, blanco y azul, siendo los más usados el amarillo y el blanco.

A. Las líneas amarillas definen:

1. La separación del tráfico viajando en direcciones opuestas.
2. Restricciones.
3. El borde izquierdo de la vía en caso de que esta esté dividida físicamente.

B. Las líneas blancas definen:

1. La separación de flujos de tráfico en la misma dirección.
2. El borde derecho de la vía.
3. Zonas de estacionamientos públicos y privados.

Respecto a los anchos y patrones de las líneas longitudinales en pavimentos, estas deben tener un ancho mínimo de 100 mm y máximo de 150 mm. En cuanto a los

patrones tenemos las líneas continuas que prohíben el cruce o rebasamiento, y las líneas segmentadas las cuales indican una condición permisiva que se puede rebasar.

8.3.1.1.1 Líneas de separación de flujos opuestos

Este tipo de líneas serán siempre de color amarillo cuando separan dos sentidos de tránsito, son empleadas en calzadas bidireccionales para indicar donde se separan los flujos de circulación opuestos. Su ancho y patrones varían según el tipo de línea y la velocidad máxima permitida.

Dada su importancia respecto a la seguridad del tránsito, deben estar siempre presentes en vías rurales y urbanas bidireccionales con anchos de calzada mínimo de 5.60 m y 6.80 m respectivamente. Estas líneas pueden ser: segmentadas, continuas dobles o mixtas.

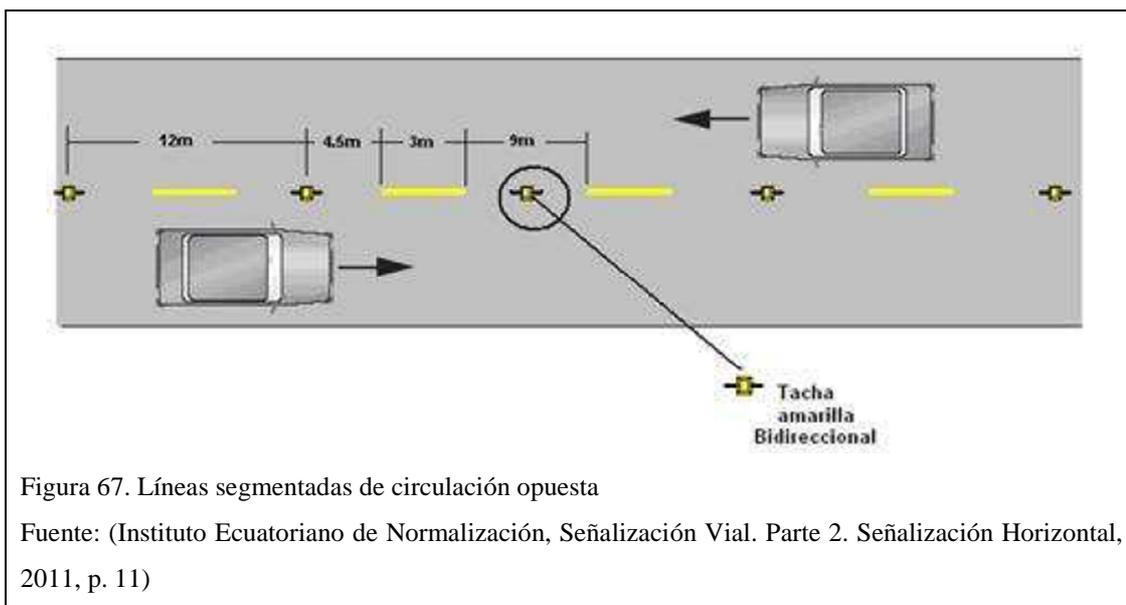
- **Líneas segmentadas de separación de circulación opuesta.**

“Estas líneas deben ser de color amarillo, y pueden ser traspasadas siempre y cuando haya seguridad, se emplean donde las características geométricas de la vía permitan el rebasamiento y los virajes” (Instituto Ecuatoriano de Normalización, Señalización Vial. Parte 2. Señalización Horizontal, 2011, p. 11).

Tabla 78. Relación señalización línea de separación de circulación opuesta segmentada

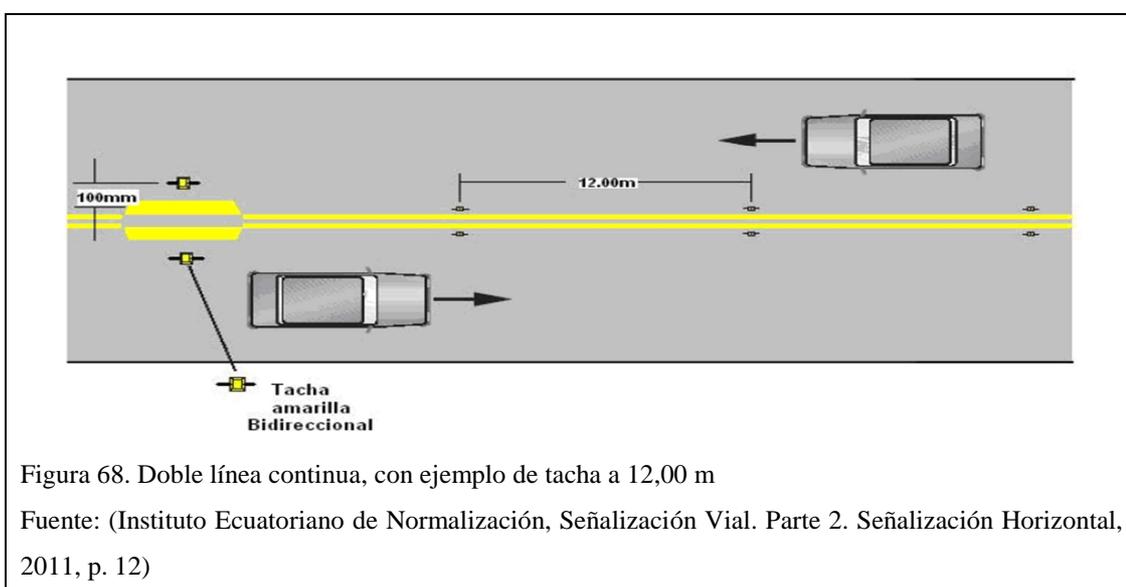
Velocidad máxima de la vía [Km/h]	Ancho de la línea [mm]	Patrón [m]	Relación señalización brecha
Menor o igual a 50	100	12.00	3 - 9
Mayor a 50	150	12.00	3 - 9

Fuente: (Instituto Ecuatoriano de Normalización, Señalización Vial. Parte 2. Señalización Horizontal, 2011, p. 11)



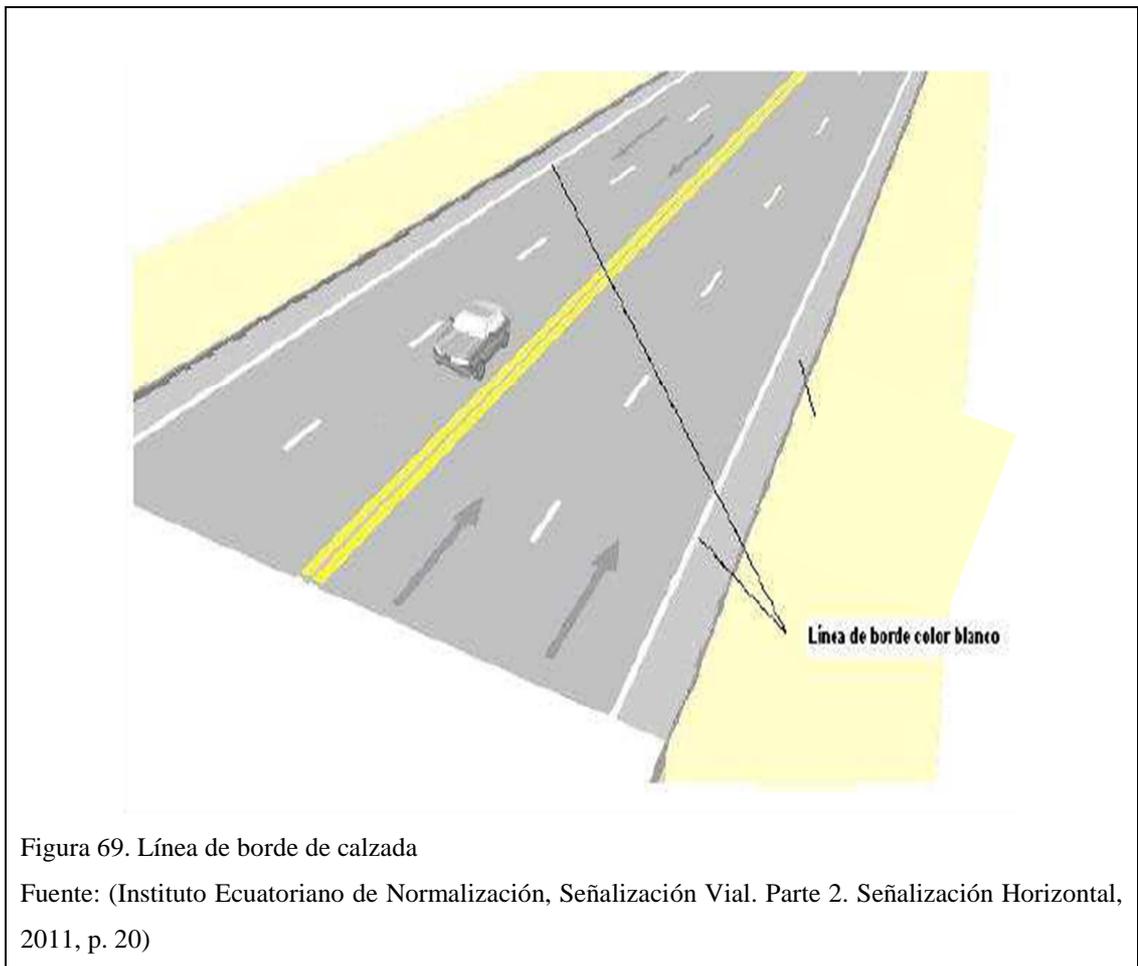
- **Doble línea continua (línea de barrera)**

Las líneas de separación de carriles de circulación opuestas continuas dobles consisten en dos líneas amarilla paralelas, de un ancho de 100 a 150 mm con tachas a los costados, separadas por un espacio de 100 mm. Se emplean en calzadas con doble sentido de tránsito, en donde la visibilidad en la vía se ve reducida por curvas, pendientes u otros, impidiendo efectuar rebasamientos o virajes a la izquierda en forma segura. (Instituto Ecuatoriano de Normalización, Señalización Vial. Parte 2. Señalización Horizontal, 2011, p. 12)



8.3.1.1.2 Línea de borde de calzada

“Estas líneas indican a los conductores, especialmente en condiciones de visibilidad reducida, donde se encuentra el borde de la calzada, lo que les permite posicionarse correctamente respecto de este, por lo que son imprescindibles en carreteras, vías rurales y perimetrales” (Instituto Ecuatoriano de Normalización, Señalización Vial. Parte 2. Señalización Horizontal, 2011, p. 22). Este tipo de líneas son de color blanco, con un ancho mínimo en autopistas y carreteras de 150 mm.



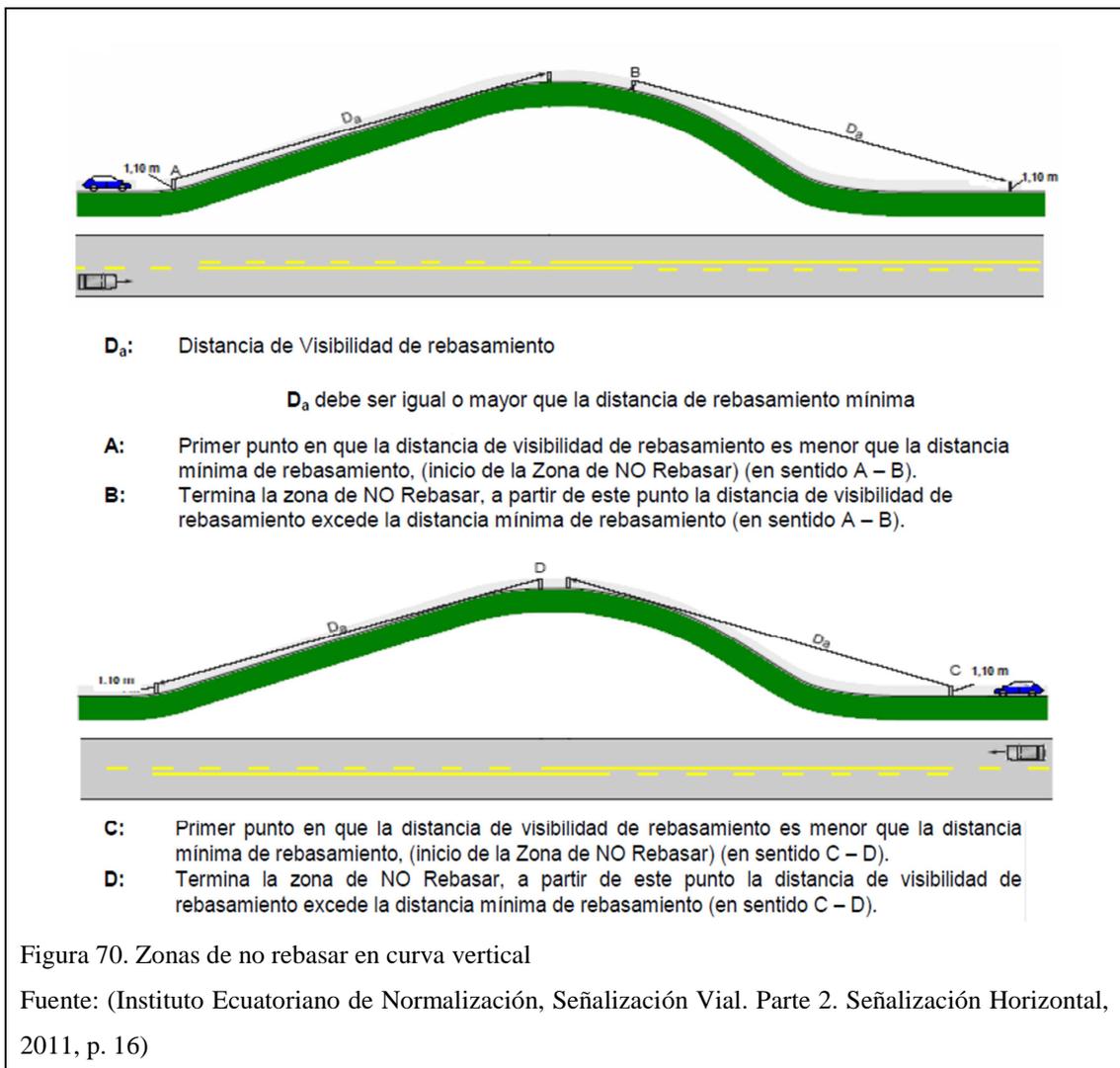
8.3.1.1.3 Zonas de no rebasar

Las zonas de no rebasar deben ser establecidas, en todos aquellos sitios en los cuales la distancia de visibilidad de rebasamiento sea menor a la distancia de rebasamiento mínimo.

Deberán demarcarse las zonas de no rebasar en curvas verticales, curvas horizontales (figura 70 y figura 71), tramos rectos en donde la distancia de visibilidad de rebasamiento es menor que la distancia de rebasamiento mínima.

La definición de las zonas de no rebasar, se deberá realizar mediante el chequeo de planos, tanto en planta como en perfil, teniendo en cuenta los siguientes criterios:

- a) En una curva vertical la distancia de visibilidad de rebasamiento, “es la máxima distancia a lo largo de la cual un objeto que se encuentra 1.10 m por encima de la superficie del pavimento puede ser visto desde un punto, también a 1.10 m por encima del pavimento” (Instituto Ecuatoriano de Normalización, Señalización Vial. Parte 2. Señalización Horizontal, 2011, p. 15), como se puede ver en la siguiente figura.



b) La distancia de visibilidad de rebasamiento en una curva horizontal, es aquella que se mide a lo largo del centro del carril más a la derecha en el sentido de circulación, entre dos puntos que se encuentran 1.10 m sobre la superficie del pavimento, en la línea tangencial al radio interno u otra obstrucción que recorte la visibilidad dentro de la curva (Instituto Ecuatoriano de Normalización, Señalización Vial. Parte 2. Señalización Horizontal, 2011, p. 15).

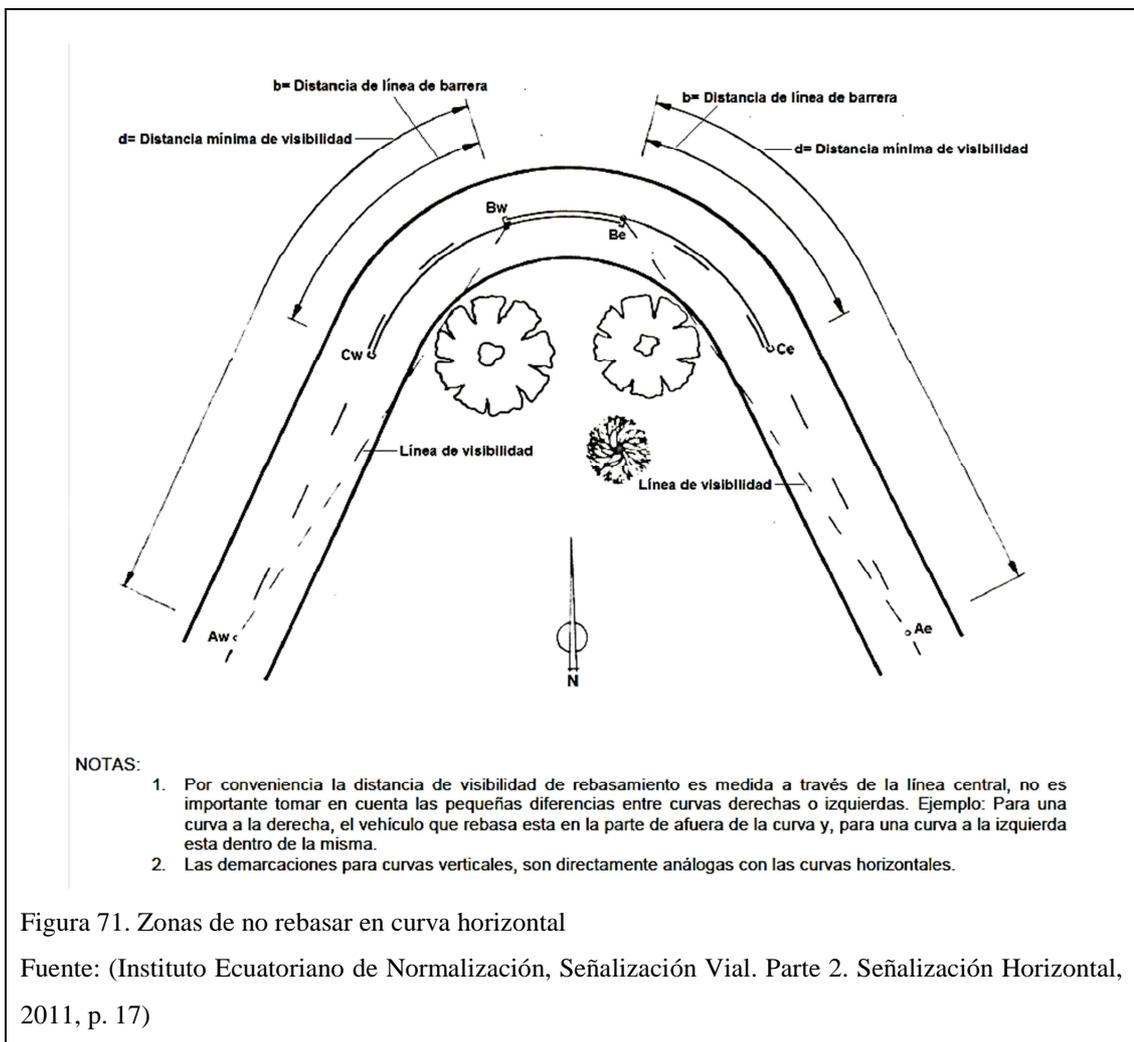


Figura 71. Zonas de no rebasar en curva horizontal

Fuente: (Instituto Ecuatoriano de Normalización, Señalización Vial. Parte 2. Señalización Horizontal, 2011, p. 17)

c) De acuerdo a los cálculos realizados en el capítulo 6 (Diseño geométrico de la vía), la distancia de visibilidad para el rebasamiento de un vehículo es de 565 m; distancia la cual será considerada en tramos rectos.

Cuando la distancia de visibilidad de rebasamiento, medida entre los extremos de zonas de no rebasar, sea menor o igual a la distancia de rebasamiento mínima de acuerdo a la velocidad de diseño del proyecto, se debe prohibir el rebasamiento. El resultado del chequeo será, doble línea continua (línea de barrera) de color amarillo, de un ancho de 150 mm, separadas por un espacio de 100 mm.

La distancia de rebasamiento mínima de acuerdo a la velocidad de diseño se puede apreciar en la siguiente tabla

Tabla 79. Distancia de rebasamiento mínima

Velocidad de diseño [Km/h]	Distancia de rebasamiento mínima [m]
30	80
40	110
50	140
60	180
70	240
80	290
90	350
100	430

Fuente: (Instituto Ecuatoriano de Normalización, Señalización Vial. Parte 2. Señalización Horizontal, 2011, p. 16)

Tomando en cuenta la funcionalidad de la vía y la distancia de visibilidad para una circulación ordenada y segura, el diseño de la señalización horizontal se desarrollará de la siguiente manera:

Tabla 80. Diseño de la señalización horizontal

Tipo de línea	Color	Zona	Tramo de vía	
			ABS Inicial	ABS Final
Doble línea continua (línea de barrera)	Amarillo	No se permite rebasar	5+000.00	7+500.00
Línea de borde de calzada continua	Blanco	Borde derecho de la vía	5+000.00	7+500.00

Elaborado por: Víctor Cando

8.3.1.2 Líneas transversales

“Se utilizan en cruces para indicar el lugar antes del cual los vehículos deben detenerse, ceder el paso o disminuir la velocidad según el caso; y para señalar sendas

destinadas al cruce de peatones o de bicicletas”. (Instituto Ecuatoriano de Normalización, Señalización Vial. Parte 2. Señalización Horizontal, 2011, p. 27). Las demarcaciones de las líneas transversales son blancas.

8.3.1.3 Cálculo del rendimiento de pintura para la señalización horizontal

El cálculo del rendimiento de la pintura se realiza en base a las Especificaciones Generales Para La Construcción De Caminos Y Puentes MOP-001-F 2002, en la cual se especifica que 39 lt/Km de franja continua con un ancho de 10 cm equivale a 12 m²/galón; para franjas entrecortadas y de líneas punteadas la tasa será de 9.6 lt/Km y 13 lt/Km respectivamente. Las franjas entrecortadas tendrán un patrón de (3-9), es decir 3m pintados y 9m sin pintar.

Doble línea continua (línea de barrera)

1 Km —→ 39 lt de pintura
2.5 Km —→ X = 97.5 lt de pintura = 26 galones de pintura amarilla

Como son dos líneas continuas, el resultado final es **52 galones de pintura amarilla**

Línea de borde de calzada continua

1 Km —→ 39 lt de pintura
2.5 Km —→ X = 97.5 lt de pintura = 26 galones de pintura blanca

Como son dos líneas continuas, el resultado final es **52 galones de pintura blanca**

8.4 Señalización vertical

Cualquier dispositivo de control de tráfico empleado para comunicar a los usuarios información específica de la vía a través de leyendas con símbolo o una palabra clave se considera como señal vertical.

8.4.1 Clasificación de la señalización vertical

De acuerdo a la función que desempeñan, las señales verticales se clasifican en cinco grupos:

1. **Señales regulatorias (Código R).**- “Regulan el movimiento del tránsito e indican cuando se aplica un requerimiento legal, la falta del cumplimiento de sus instrucciones constituye una infracción de tránsito”. (Instituto Ecuatoriano de Normalización, Señalización Vial. Parte 1. Señalización Vertical, 2011, p. 7)

Algunas de las señales regulatorias se muestran en la siguiente figura.



2. **Señales preventivas (Código P).**- “Advierten a los usuarios de las vías, sobre condiciones inesperadas o peligrosas en la vía o sector adyacente a la misma”. (Instituto Ecuatoriano de Normalización, Señalización Vial. Parte 1. Señalización Vertical, 2011, p. 7).

Las dimensiones de las señales preventivas están en función de la velocidad de circulación de la vía.

Tabla 81. Dimensión de la señal preventiva

85 percentil velocidad [Km/h]	Dimensión de la señal [mm]
menos de 60	600 x 600
70 - 80	750 x 750
más de 90	900 x 900

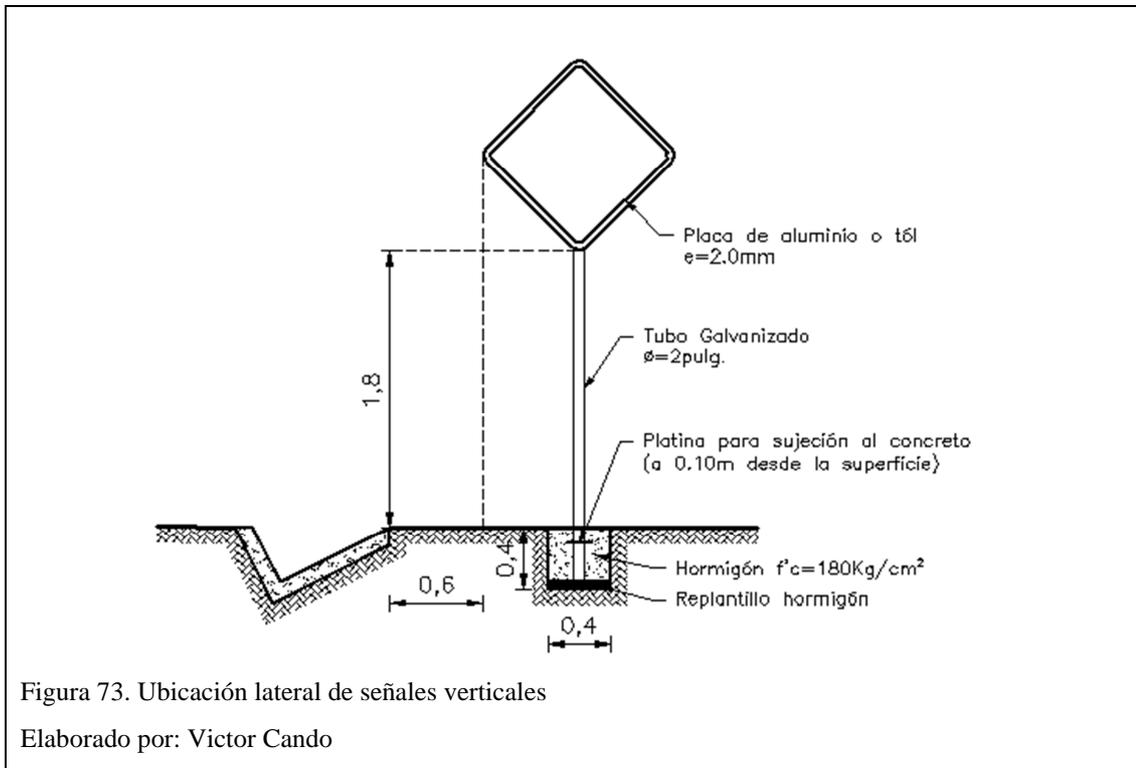
Fuente: (Instituto Ecuatoriano de Normalización, Señalización Vial. Parte 1. Señalización Vertical, 2011, p. 50)

La velocidad de circulación en la vía (determinada en el Capítulo 6 del presente proyecto) es de $V_C = 71$ Km/h, por lo tanto, las dimensiones de la placa para las señales preventivas serán de 750 x 750 mm.

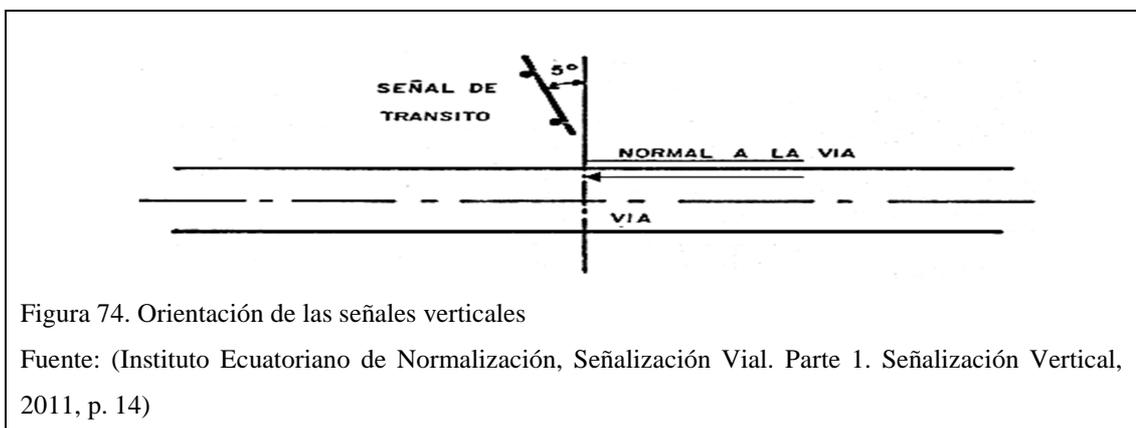
Colocación lateral en zona rural. En vías sin bordillos en sectores rurales (carreteras), la señal debe estar a una distancia libre de por lo menos 600 mm del borde o filo exterior de la berma o espaldón, postes de guía o cara del riel o guardavía de protección; en caso de existir cuneta, esta distancia se considera desde el borde externo de la misma. (Instituto Ecuatoriano de Normalización, Señalización Vial. Parte 1. Señalización Vertical, 2011, p. 12)

Altura en zona rural. En sectores rurales, las señales deben montarse alejadas de la vegetación y claramente visibles bajo la iluminación de los faros de los vehículos por la noche. La altura libre de la señal no debe ser menor a 1.50 m desde la superficie del terreno hasta el borde inferior de la señal. Para señales direccionales de información en intersecciones y zonas pobladas la altura libre debe ser de 2.00 m. (Instituto Ecuatoriano de Normalización, Señalización Vial. Parte 1. Señalización Vertical, 2011, p. 12)

De acuerdo con las normas RTE INEN 004-1, la ubicación lateral de señales verticales se detalla en la siguiente figura

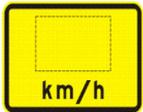


Orientación. Para evitar el deslumbramiento desde las superficies de las señales, estas deben ser orientadas con un ángulo de 5° y en dirección al tránsito que estas sirven; en alineamientos curvos, el ángulo de instalación debe ser determinado por el curso de aproximación del tránsito antes que por el filo de la vía en el punto donde la señal es colocada. (Instituto Ecuatoriano de Normalización, Señalización Vial. Parte 1. Señalización Vertical, 2011, p. 13)



Las señales preventivas empleadas en el proyecto son las siguientes:

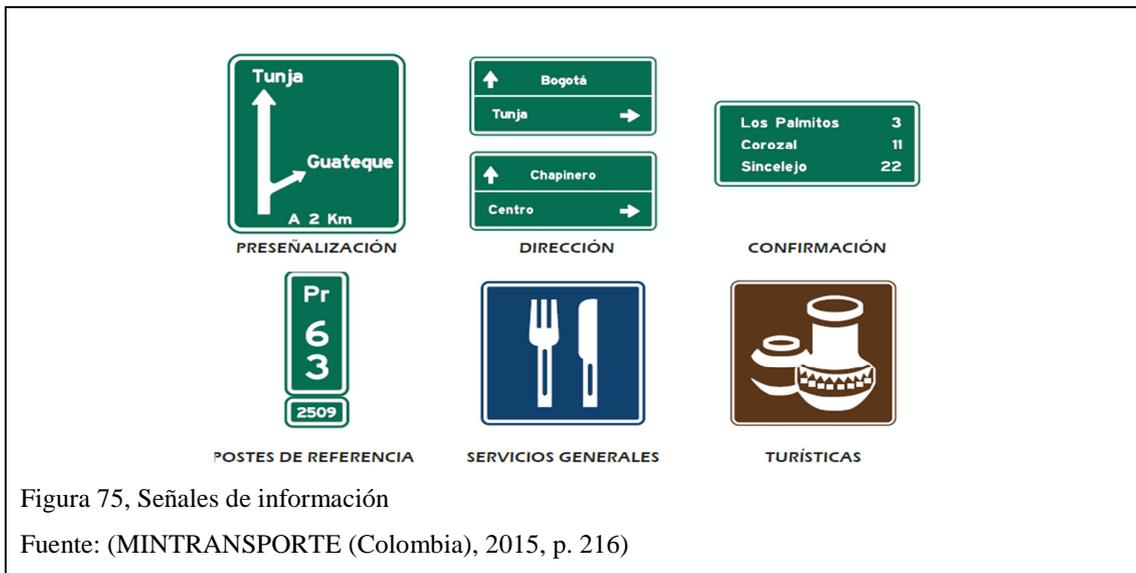
Tabla 82. Señales preventivas empleadas en la vía de estudio

Señal	Nombre	Código INEN	Descripción	Dimensiones [mm]	Ubicación	Cantidad
	Curva abierta izquierda	P1-2B (I)	Indica la aproximación de curvas abiertas; y se instalan en aproximaciones a una curva abierta izquierda o derecha.	750 x 750	Borde derecho de la vía 5+005.00	1 u
	Curva abierta derecha	P1-2B (D)		750 x 750	Borde izquierdo de la vía 5+265.00	1 u
	Vía sinuosa primera izquierda	P1-5B (I)	Esta señal previene al conductor la existencia adelante, de tres o más curvas sucesivas opuestas (tipo S) cerrada (P1-1) o abierta (P1-2). Las curvas sucesivas deben estar separadas por tangentes menores a 120 m.	750 x 750	Borde derecho de la vía 5+252.00 Borde izquierdo de la vía 6+849.00 7+165.00	3 u
	Vía sinuosa primera derecha	P1-5B (D)		750 x 750	Borde derecho de la vía 6+327.00 6+830.00 Borde izquierdo de la vía 6+362.00	3 u
	Kilómetros/hora	P7-1B	Esta señal indica la velocidad de circulación recomendable en un tramo de la vía.	650 x 550	Borde derecho de la vía 6+327.00 6+830.00 Borde izquierdo de la vía 6+849.00 7+165.00	4 u
	Delineador de curva horizontal	D6-2B	Esta señal se utiliza para indicar el cambio de rasante en el sentido de circulación que debe de seguir el conductor. Deberán colocarse en postes similares a los utilizados para las señales verticales, a una altura aprox. 1.50 m.	750 x 900	Curva 8 Curva 10 Curva 11	25 u

Elaborado por: Victor Cando

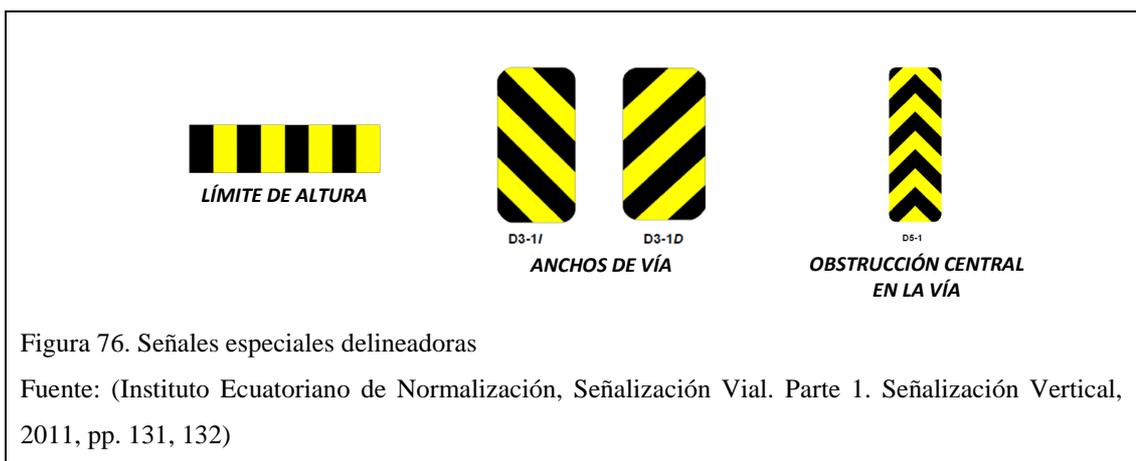
3. Señales de información (Código I).- “Informan a los usuarios de la vía de las direcciones, distancias, destinos, rutas, ubicación de servicios y puntos de interés turístico”. (Instituto Ecuatoriano de Normalización, Señalización Vial. Parte 1. Señalización Vertical, 2011, p. 7)

Algunas de las señales de información se muestran en la siguiente figura.



4. Señales especiales delineadoras (Código D).- “Delinean el tránsito que se aproxima a un lugar con cambio brusco (ancho, altura y dirección) de la vía, o a la presencia de una obstrucción en la misma”. (Instituto Ecuatoriano de Normalización, Señalización Vial. Parte 1. Señalización Vertical, 2011, p. 7)

Algunas de las señales especiales delineadoras se muestran en la siguiente figura.



5. Señales para trabajos en la vía y propósitos especiales (Código T).- “Advierten, informan y guían a los usuarios viales a transitar con seguridad sitios de trabajo en las vías y aceras además para alertar sobre otras condiciones

temporales y peligrosas que podrían causar danos a los usuarios viales”. (Instituto Ecuatoriano de Normalización, Señalización Vial. Parte 1. Señalización Vertical, 2011, p. 7)

Algunas de las señales para trabajos en la vía y propósitos especiales se muestran en la siguiente figura.



Los planos de diseño de señalización horizontal y vertical se encuentran en el Anexo 10.

8.5 Especificaciones técnicas MOP-001-F-2002

Las especificaciones técnicas están consideradas de acuerdo a las Especificaciones Generales para la Construcción de Caminos y Puentes MOP-001-F-2002

Marcas permanentes del pavimento

Descripción.- Este trabajo tiene por objeto la aplicación de marcas permanentes sobre el pavimento terminado, de acuerdo con estas especificaciones, lo que indiquen los planos, o establezca el Fiscalizador.

Materiales.- Las franjas de pavimento colocadas en frío, de acuerdo con el espesor requerido, serán de uno de los materiales que se indican a continuación:

- 1.5 mm de polímero flexible retroreflectivo.

- 1.5 mm de premezcla de polímero flexible.
- 2.3 mm de plástico frío.

Procedimiento de trabajo

Generales.- Las superficies sobre las cuales se apliquen las marcas, deben estar limpias, secas, libres de polvo y cualquier otro material nocivo.

Si las marcas se aplican sobre pavimentos de hormigón de cemento portland, se deberá limpiar el pavimento eliminando todo residuo, previo a la colocación de las marcas.

Las franjas tendrán un ancho mínimo de 10 cm; y en el caso de franjas dobles estas estarán separadas por un espaciamiento de 14 cm.

Todas las marcas deberán presentar un acabado nítido y satisfactorio tanto en la noche como en el día, de lo contrario, el Contratista deberá corregirlas hasta ser aceptadas por el fiscalizador sin generar pago adicional.

Marcas de pintura.- El cabezal rociador será de tipo spray el cual permita aplicar satisfactoriamente la pintura a presión sobre el pavimento.

La pintura será mezclada previamente y será aplicada sobre el pavimento en el momento que la temperatura ambiente sobrepase los 4 °C.

La tasa mínima de aplicación será:

- 39 lt/km para franjas solidas de 10 cm de ancho.
- Para micro esferas de vidrio, se aplican 0.7 kg por cada lt. de pintura

Hasta que la pintura este lo suficientemente seca, las áreas pintadas estarán protegidas del tráfico.

Medida.- Las cantidades a pagarse serán medidas sobre la línea eje del camino o sobre las franjas de principio a fin. Estas marcas deberán estar terminadas y aprobadas por el Fiscalizador.

El precio contractual para el tipo o color de línea se basará en una línea de 10 cm de ancho, para anchos diferentes deberá estar establecido en el contrato o solicitado por el Fiscalizador para ajustar la longitud con relación al ancho de 10 cm; caso contrario, el pago se realizará según el ancho de 10 cm.

Pago.- Las cantidades entregadas y aprobadas serán pagadas al precio establecido en el contrato por la unidad de medida que se indica a continuación.

N° del rubro de pago y designación	Unidad de medición
705-(1) Marcas de pavimento (Pintura).....	Metro Lineal (m)
705-(2) Marcas de pavimento (Pintura).....	Kilómetro (Km)

8.6 Materiales a ser empleados en la señalización vertical

De acuerdo a las Especificaciones Generales para la Construcción de Caminos y Puentes MOP-001-F-2002; y a las Especificaciones Técnicas para Materiales y Colocación de Señales en Obras Viales MOP-1994, los materiales a ser empleados en la señalización vertical tendrán las siguientes características:

- **Material para postes:** Los postes deberán ser elaborados en perfil en ángulo de hierro de 2” * 2” * 1/4”, con un límite de fluencia mínimo de 25 Kg/mm²; o un tubo galvanizado de 2” (pulgadas) de diámetro, cuya longitud no será menor a 3 m, los cuales los primeros 50 cm estarán empotrados en el piso en un anclaje de concreto simple cuya resistencia a la compresión sea, como mínimo, 180 Kg/cm². En la parte inferior de los postes es conveniente soldar 3 chicotes para que sirvan de arriostamiento.
- **Anclaje de las señales al terreno:** Como se indicó en el punto anterior las señales se instalarán en el piso en un anclaje de concreto simple cuya resistencia

a la compresión sea, como mínimo, 180 Kg/cm²; para lo cual deberá realizarse una excavación de 40 * 40 * 40 cm.

- **Material para tableros:** Los tableros deberán estar constituidos por láminas de aluminio de 2 mm o más de espesor con bordes redondeados.
- **Anclaje poste-placa:** Para su efecto se deberá realizar con la ayuda de dos pernos galvanizados, los cuales una vez ajustados deben ser remachados en su parte posterior para evitar el hurto o desajuste.
- **Material reflectivo:** El material reflectivo para las señales verticales y delineadores será de alta intensidad tipo industrial, y a más de ello, cabe recalcar que las señales hechas de material reflectivo no deberán tener juntas o uniones.

CAPÍTULO 9

EVALUACIÓN AMBIENTAL

9.1 Antecedentes

El presente trabajo titulado Diseño A Nivel De Carpeta Asfáltica Y Pavimento Rígido De La Vía Mulaute – La Florida, Tramo 3; presenta el diseño definitivo vial de la vía en mención la cual se encuentra ubicada en la provincia de Santo Domingo De Los Tsáchilas, cantón Santo Domingo.

Para todo ello se deberá realizar los estudios y diseños correspondientes a hidrología y obras de drenaje, geotecnia y geología, pavimentos y materiales, análisis de tránsito, trazado vial, señalización y mantenimiento, plan de manejo ambiental y, el análisis de costo y presupuesto.

El diseño de la vía que tiene una longitud de 2.5 Km, se lo realizo en base a las Normas de Diseño Geométrico de Carreteras año 2003, para una vía colectora clase III con un TPDA de 300 a 1.000 vehículos diarios.

En el estudio de pavimentos, se realizó el diseño de dos alternativas tales como: pavimento flexible y pavimento rígido.

Finalmente en el análisis de costo y presupuesto se realizaron los cálculos de cantidades de obra, presupuesto y cronograma valorado, para determinar los índices de evaluación tales como: Tasa Interna De Retorno (TIR), Valor Neto Actualizado (VAN), y la Razón Beneficio/Costo (B/C) para los dos tipos de alternativas propuestas en el diseño de pavimentos.

9.2 Diagnóstico de la situación

Lo que actualmente se conoce como Santo Domingo de los Tsáchilas, en tiempos de la colonia se conocía como la provincia de Los Yumbos. En ella habitaban las etnias Tsáchila, Yumbos y Chachis. A

inicios del siglo XIX la comunidad religiosa de los Dominicos evangelizaron la zona y conjuntamente con ellos arriban algunos pobladores del interior del país. Los Yumbos concentrados en las estribaciones occidentales de la cordillera desaparecen, mientras que Los Chachis y Los Tsáchilas fueron replegándose a otras zonas. Debido a enfermedades, a las luchas contra trabajadores caucheros y a procesos de mestización la Nacionalidad Tsáchila fue perdiendo integrantes y se establecieron en comunidades dispersas de la provincia. Para el investigador Patricio Velarde, el nombre de Santo Domingo, se originó en honor al patrono de los dominicos “Santo Domingo de Guzmán”. Los misioneros dominicos evangelizaron los territorios de los Yumbos del Sur. En cambio que el nombre “de los colorados”, se vincula a la presencia de la milenaria tribu de los indios “Yumbos Colorados”, luego autodenominados “Tsáchilas” (GAD Municipal de Santo Domingo, 2014, p. 24).

El presente proyecto se encuentra ubicado en la provincia de Santo Domingo de los Tsáchilas, cantón Santo Domingo, parroquia Santo Domingo de los Colorados; a 133 Km de Quito y a 287 Km de Guayaquil

Sus límites son:

Norte: Parroquia Valle Hermoso y Cantón San Miguel De Los Bancos (Pichincha).

Sur: Parroquia El Esfuerzo.

Este: Parroquia Las Mercedes y Parroquia Alluriquin.

Tabla 83. Coordenadas del punto de inicio

Descripción	Norte (m)	Este (m)	Cota (m.s.n.m)	Referencia
GPS-1	9983268.1657	701840.0414	480.552	ABS. 5+000.00

Elaborado por: Victor Cando

El final del proyecto se encuentra ubicado en el kilómetro 7.5 de la vía en mención, cuyas coordenadas UTM WGS-84 son:

Tabla 84. Coordenadas del punto de fin

Descripción	Norte (m)	Este (m)	Cota (m.s.n.m)	Referencia
GPS-2	9984476.5983	703740.8093	492.997	ABS. 7+500.00

Elaborado por: Víctor Cando

9.2.1 Área de influencia

El área de influencia directa se refiere al estado actual en el que se encuentra la vía en este caso los parámetros se derivan de las indicaciones del tutor ya que es un proyecto no ejecutable, determinada de acuerdo a la topografía del sector. Se asume para el proyecto una distancia de 10m para la determinación del área de influencia directa y 20 metros para la determinación del área de influencia indirecta.

Las áreas de influencia tanto directa como indirecta nos ayudan para determinar los impactos que se generan en el proyecto

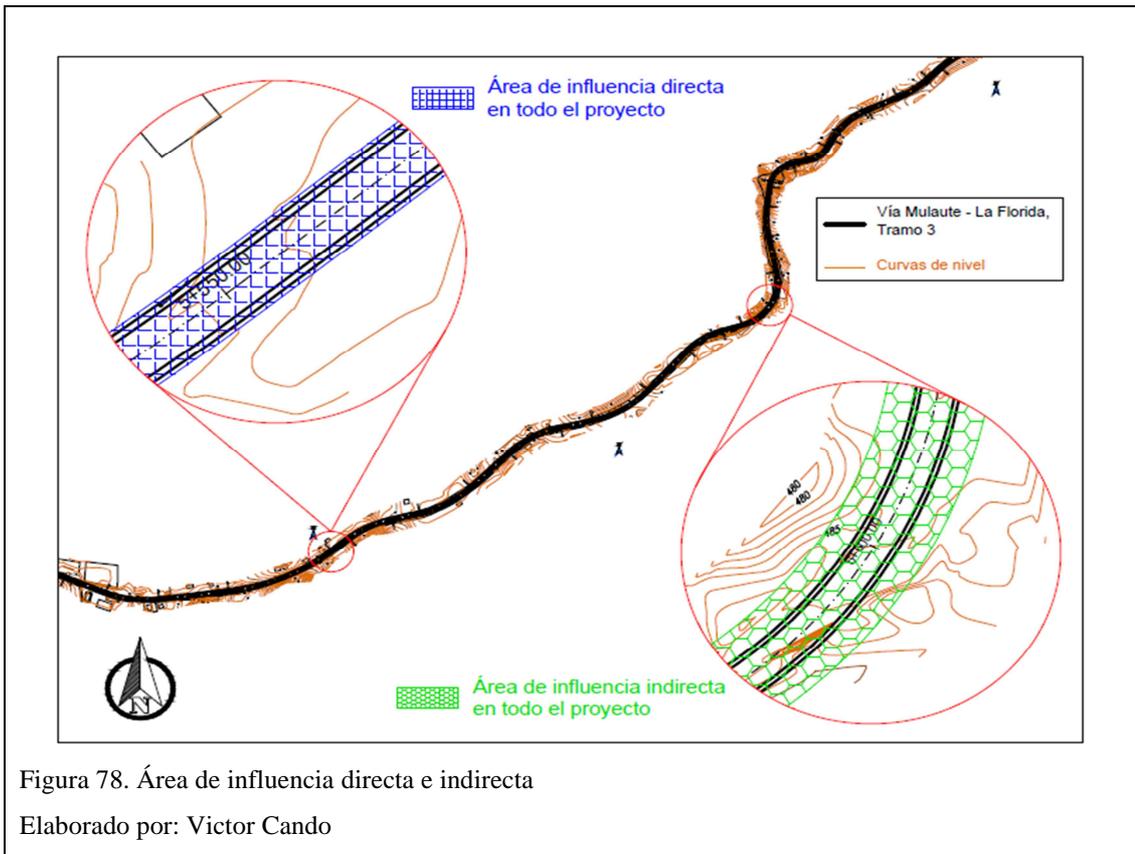


Figura 78. Área de influencia directa e indirecta

Elaborado por: Víctor Cando

9.2.2 Área de influencia socio económica

Área de influencia socioeconómica directa, corresponde directamente a la población de La Colonia Velasco la misma que cuenta con información preliminar, se determina que aproximadamente tiene una población de 750 habitantes con un promedio de 4 a 5 integrantes por familia.

El área de influencia indirecta son los poblados cercanos como son Colonia Velasco Ibarra, El Progreso del Meme, El Placer, y El Porvenir del Toachi.

9.3 Ubicación de escombrera

El proyecto se encuentra a una distancia aproximada de 18.9 Km del centro de acopio ubicado en la Cooperativa Che Guevara que es un lugar habilitado para el desalojo de los materiales provenientes del proyecto.

Cabe destacar que los acopios del material deben ubicarse en sitios estratégicos del proyecto conforme al cronograma de trabajos del proyecto

La cantidad de movimiento de tierras a trasladarse a la escombrera es de 62963.83m³

9.4 Ordenanzas ambientales.

Actualmente los gobiernos descentralizados no cuentan con normas propias de manejo ambiental por ello se toma como referencia las normas del marco legal de la República del Ecuador.

El proyecto deberá regir a las siguientes normas vigentes:

El art. 14 de la constitución de la República del Ecuador, reconoce el derecho de la población a vivir en un ambiente sano y ecológicamente equilibrado, que garantice la sostenibilidad y el buen vivir, *sumak kawsay*: Se declara de interés público la preservación del ambiente, la

conservación de los ecosistemas, la biodiversidad y la integridad del patrimonio genético del país, la prevención del daño ambiental y la recuperación de los espacios naturales degradados (Ministerio del Ambiente, 2013).

“El art 66 numeral 27, de la Constitución de la República del Ecuador, reconoce y garantiza a las personas el derecho a vivir un ambiente sano, ecológicamente equilibrado y libre de contaminación y armonía con la naturaleza” (Ministerio del Ambiente, 2009).

El numeral 1 del artículo 395 de la Constitución de la Republica, señala que el Estado garantizara un modelo sustentable de desarrollo, ambientalmente equilibrado y respetuoso de la diversidad cultural, que conserve la biodiversidad y la capacidad de regeneración natural de los ecosistemas; y, asegure la satisfacción de las necesidades de las generaciones presentes y futuras (Ministerio del Ambiente, 2013).

El numeral 2 del artículo 395 de la Constitución de la República del Ecuador, establece que las políticas de gestión ambiental se aplicaran de manera transversal y serán de obligatorio cumplimiento por parte del Estado en todos sus niveles y por todas las personas naturales o jurídicas en el territorio nacional (Ministerio del Ambiente, 2013).

El art. 21, del Impacto Ambiental Expost, evaluación de riesgos, planes de manejo; planes de manejo de riesgo, sistemas de monitoreo, planes de contingencias y mitigación, auditorías ambientales y planes de abandono. Una vez cumplidos estos requisitos y de conformidad con la calificación de los mismos. El Ministerio del Ramo podrá otorgar o negar la licencia correspondiente (GAP Morona Santiago, 2014).

El Art. 28.- Toda persona natural o jurídica tiene derecho a participar en la gestión ambiental, a través de los mecanismos que para el efecto establezca el Reglamento, entre los cuales se incluirán

consultas, audiencias públicas, iniciativas, propuestas o cualquier forma de asociación entre el sector público y el privado. Se concede acción popular para denunciar a quienes violen esta garantía, sin perjuicio de la responsabilidad civil y penal por denuncias o acusaciones temerarias o maliciosas (Ministerio del Ambiente, 2004).

Sistema Único de Manejo Ambiental (SUMA)

Ley de gestión ambiental, expedida el 30 de julio de 1999, en el registro oficial No.245.

Ley de la prevención y control de la contaminación ambiental.

El proyecto en estudio es de categoría 2 porque trata de un Mejoramiento vial, esta categorización se obtuvo del Acuerdo Ministerial 006, con fecha 18 de febrero del 2014, numeral 23.4.1.1.7 correspondiente a la “Rehabilitación y mejoramiento de autopista, vías de primer, segundo y tercer orden” (Ministerio del Ambiente, 2014, pág. 33).

9.5 Caracterización ambiental.

En el proceso de caracterización ambiental se considera los sistemas que se encuentran dentro de las áreas de influencia tanto directa como indirecta siendo los ecosistemas abiótico, biótico y antrópico.

9.5.1 Sistema abiótico.

9.5.1.1 Información climática.

Características Generales.- La parroquia no cuenta con una estación meteorológica, por lo tanto se toman como referencia los datos de la Estación del INAHMI ubicada en Santo Domingo de los Tsáchilas, del mismo nombre del

Cantón. Como el proyecto se maneja con información preliminar estos datos son perfectamente aplicables para el área de estudio.

9.5.1.1.1 Precipitaciones.

La precipitación media anual de la ciudad de Santo Domingo de los Tsáchilas registrada por la estación Santa Anita es de 2200.4 mm, con un promedio anual de lluvia de 143 días.

9.5.1.1.2 Pluviosidad.

En la pluviosidad mensual, los meses más secos son junio, julio, en tanto que los más lluviosos son los meses de marzo, abril y mayo, octubre, noviembre y diciembre; cabe señalar que el estado de las precipitaciones coincide con los ciclos de siembra, cultivo y cosecha en la zona.

9.5.1.1.3 Temperatura.

Los datos registrados por la estación Puerto Ila, durante el periodo de 2000-2011, fue de 24,42 °C de temperatura media mensual. La temperatura máxima registrada es de 25.65 °C ocurrida en el mes de marzo y la mínima de 23.47 °C ocurrida en el mes de julio.

9.5.1.1.4 Dirección y Velocidad del Viento.

Los vientos en Santo domingo de los Colorados tienen una media superior igual a los 3.5 m/s, con los mayores valores presentes entre los meses de julio y agosto, cuyas ráfagas pueden alcanzar velocidades de 40 m/s. En general la ausencia de los vientos esta por el orden del 45%, mientras que las direcciones predominantes son el oeste con 13%, oeste-suroeste 12.3%, sur-sureste 9,1% y sur con 4,4% las otras direcciones no superan el 3% (GAD Municipal de Santo Domingo, 2014, p. 34).

9.5.1.1.5 Evaporación.

La época en la que existe mayor evaporación es la de junio, julio y parte de agosto. La Evaporación promedio de la zona es de 1443 mm por año.

9.5.1.1.6 Heliofanía (horas de brillo Solar).

Los meses que registran un mayor número de horas de sol son marzo, julio y agosto, con un valor de 113.20 h/sol.

Tabla 85. Estación meteorológica Santo Domingo.

Código	Nombre	Coordenadas Geográficas		Altura (m.s.n.m)	Tipo
		Latitud	Longitud		
M027	Sto. Domingo	00°14'44"S	79°12'00"W	554	PV

Fuente: (INAMHI, 1999)

9.5.1.2 Información geomorfológica.

El área del proyecto se encuentra cerca de una falla principal Uno de los primeros rasgos tectónicos en ser reconocido cerca al área del proyecto es el linchamiento Toachi, la cual es una falla cubierta grande que corre en dirección NNW – SSE; fracturamientos intensos son visibles en los afloramientos a lo largo del río Toachi, como escarpa erosional y derrumbe presentes a ambas márgenes del río. Las formaciones geológicas del área del proyecto tienen edades Mesozoicas conformada por la formación Macuchi (andesita, toba, brecha, lava, ludita, tobácea, lavas de almohada) pertenecientes al Cretáceo; formación Baba (conglomerado, cenizas, arenisca, flujos de lodo) y San Tadeo (conglomerado volcánico arcilloso, flujos de lodo, material piroclástico) que cubre toda el área del proyecto, las dos pertenecientes al Pleistoceno, además de los depósitos aluvial moderno y terraza aluvial pertenecientes al Holoceno; tanto el Pleistoceno como el Holoceno pertenecen a la edad Cuaternaria.

9.5.1.3 Información geológica.

La zona en estudio, se enmarca dentro de la zona denominada Costa próximo a la Cordillera Occidental.

La región de la Costa, es la cuenca sedimentaria del ante-arco que consta de un basamento oceánico. Ésta incluye formaciones volcánicas, vulcano-sedimentarias y sedimentarias, de edad Cretácico-Eoceno, sobre las que se han depositado las formaciones neógenas del antearco. La geografía de esta zona se caracteriza por terrenos alomados los que son disectados por los Ríos Esmeraldas, Blanco, Portoviejo, Chone y Guayas (Ministerio de Transporte y Obras Públicas, 2013, p. 3).

Geográficamente, el Ecuador se encuentra ubicado en una de las regiones de América Latina que presenta altos grados de sismos, razón por la cual se podrían originar terremotos. La amenaza sísmica depende de la subducción de la placa de Nazca dentro de la placa sudamericana.

La zona que cubre el cantón Santo Domingo, presenta altitudes que oscilan entre los 120 msnm en la zona occidental, hasta los 3020 msnm en el sector de Chiriboga. Se identifican dos grandes tipos de relieves:

Relieve irregular: presente en el sector de Alluriquín, en donde se observa vertientes pronunciadas y bastante disectadas que corresponden a las estribaciones y al piedemonte exterior de la cordillera Occidental de los Andes. La pendiente supera en algunos casos el 70% (689,2 Km²).

Mesetas y colinas bajas: son áreas que se encuentran a continuación del piedemonte y constituyen la forma predominante. El relieve varía de plano a ondulado con superficies de disección leve a moderada y en algunas ocasiones con gargantas de valles encañonados con pendientes que varían del 12 al 40%²² (1.102,75 Km²) (GAD Municipal de Santo Domingo, 2015, pág. 63).

9.5.1.4 Uso y cobertura del suelo.

La naturaleza posee un valor directo e indirecto en las actividades de la sociedad. La biodiversidad debe ser entendida como fuente importante de ciencia, tecnología y actividad económica; garantía de soberanía y seguridad alimentaria; fuente del turismo nacional e internacional o fuente de oxígeno. En el caso de los Bosques se constituyen un potencial importante para los acuerdos Internacionales en torno a los bonos de carbono a nivel mundial. Para la clasificación de zonas de vida del cantón Santo Domingo, se utilizó la propuesta realizada por el MAE (2010). De acuerdo a esta clasificación, el cantón se localiza en la Subregión Norte, en donde se identifican cuatro zonas de vida.

a) Bosque siempre verde de tierras bajas de la Costa. Sistema que representa los bosques altos entre 40 y 50 m, húmedos siempre verdes y bien drenados de la vertiente pacífica de la costa norte del Ecuador, el Chocó colombiano, Centroamérica y México. Generalmente en relieve colinado o accidentado, en las colinas bajas de serranías costeras y estribaciones de montañas del interior. Crecen sobre suelos de origen sedimentario o ígneo (cenizas o basalto), principalmente del grupo de los latosoles con textura arcillosa y buenos contenidos de materia orgánica.

b) Bosque siempre verde estacional de tierras bajas de la Costa. Bosques estacionales siempre verdes con un dosel de 35 m, se encuentran en tierras bajas y suelos bien drenados de la vertiente pacífica de Centro América, Darién panameño, Chocó colombiano y noroeste de Ecuador.

c) Bosque siempre verde montano bajo. Bosques siempre verdes muy diversos y pluri estratificados, a veces con abundantes palmas. El dosel va desde 20-35 m. El límite inferior de estos bosques (1.300–1.500 m) está marcado por un cambio abrupto en la composición florística y el régimen de nubes. Por encima de los 1.500 m de altitud hay una reducción lineal en riqueza de especies. La diversidad a nivel de familias también se reduce generalmente con la altitud, aunque es

menos aguda que la riqueza de especies (GAD Municipal de Santo Domingo, 2014, p. 36).

9.5.1.5 Recurso Agua.

Cuenca del río Esmeraldas La Cuenca del río Esmeraldas tiene una superficie de 2.165.844,35 Ha. En ella se encuentra la Sub Cuenca de Río Blanco con 192.683 Ha. que corresponde al 8,8% de su superficie forma parte del cantón. Se localiza en el norte del Cantón Santo Domingo y comparte territorio con las provincias de Pichincha, Imbabura, Cotopaxi, Esmeraldas y Manabí. Posee 54 micro cuencas y su principal uso de suelo es una combinación de actividades pecuarias y vegetación con 27% de su superficie. La vegetación natural cubre 20% de la superficie de la sub cuenca. Las actividades agrícolas actuales en la sub cuenca del río Esmeraldas cubren 19% de su territorio. El río Blanco después de la confluencia con el río Toachi, el río Quinindé después de la confluencia con el río Mache y el río Baba después de la confluencia con el Toachi Grande y el Peripa, son navegables (GAD Municipal de Santo Domingo, 2015, p. 68).

9.5.1.6 Identificación de Aguas Superficiales y Subterráneas

El tipo de suelo existente en el cantón está clasificado como permeable con capas acuíferas generalizadas. Son suelos con depósitos aluviales, cuyas características son aptas para el aprovechamiento de aguas subterráneas. La llanura aluvial de la depresión de los ríos Toachi y Blanco contiene un sistema de terrazas con acuíferos notables, cuyo nivel piezométrico fluctúa entre 3 m. y 50 m. con caudales que han alcanzado los 10 m³/seg. Sin embargo, es necesario resaltar que el aprovechamiento de aguas subterráneas para la agricultura y uso doméstico es bajo, debido al costo del bombeo. Para determinar indicadores de potencia y rendimiento de los acuíferos es imprescindible realizar un inventario, e implementar una red de pozos testigo para determinar las variaciones piezométricas; la

calidad físico-química y bacteriológica (GAD Municipal de Santo Domingo, 2015, p. 70).

9.5.1.7 Suelo.

Suelos alofánicos derivados de materiales piroclásticos, de texturas pseudo limosas, con gran capacidad de retención de agua, saturación de bases < 50% generalmente de color negro, profundos.

Suelos limosos de áreas de humedad moderada y húmeda. Suelos limosos untuosos de color muy negro de áreas húmedas con retención de agua (GAD Provincia de Pichincha, 2002, pág. 233)

9.5.2 Sistema biótico

Según un estudio realizado por la Universidad Católica sede Santo Domingo, la región muestra una gran variedad de especies botánicas nativas de diversas regiones del Ecuador. Entre las especies ornamentales nativas de la región encontramos a las familias: *Asclepiadaceae*, *Apocynaceae*, *Rubiaceae*, *Acanthaceae*, *Melastomataceae*, *Faceae*, *Malcaceae* y *Nyctaginaceae*. Los árboles frutales nativos e introducidos de la región son conocidos como “Mango”, “Aguacate”, “Frute pan”, “Badea Criolla”, “Café”, “Caimito”, y la “Chirimoya”. Otro factor que muestra la gran diversidad de especies son las utilizadas por los habitantes de la etnia Tsáchila y sus reconocidos “shamanes”, quienes manipulan “Llanten” (*Plantago* mayor de la familia *Plantaginaceae*), el “Sauco” (*Sambucus nigra* de la familia *Caprifoliaceae*), y la “Cabuya” (*Furcraea cabuya* de la familia *Amaryllidaceae*). Las especies maderables que se pudieron observar de manera aislada durante el trabajo de campo son: *Triplaris cumingiana* conocida comúnmente como “Fernán Sánchez” de la familia *Polygonaceae*; *Brownea multijuga* denominada “Clavellín”; de la familia *Caesalpinaceae*; *Jocaranda copaia*, “Jacaranda”, de la familia *Bigboniaceae*; *Condaminea* sp., de la familia *Rubiaceae*; *Ocotea cernua*, “El Janongo”, de la familia *Lauraceae*; *Chrysophyllum*

argenteum, conocida como “Caimito” de la familia Sapotaceae. Entre las especies introducidas de manera comercial encontramos *Teutona grandis*, “Teca” y *Gmelina arborea*, “Melina”, de la familia Verbenaceae. Además del copal, la boya, el caucho, la balsa, el laurel, el chuncho, la sangre de gallina y la caña guadua. Otra vegetación propia de la región son la variedad de “Palmas” de la familia Aracaceae; “Arcadias” de las familias Fabaceae, Caesalpinioideae y Mimosoideae, los “Cactus” y “Suculentos” de las familias Amaryllidaceae, Liliaceae, Euphorbiaceae, Agavaceae y Cactaceae, los “Zingiberales” de las familias Heliconiaceae, Zingiberaceae, Marantaceae, Musaceae y Costaceae (GAD Municipal de Santo Domingo, 2015, p. 72).

9.5.2.1 Recurso fauna.

El diagnóstico biótico realizado en el POT GADPTS (2010), identificó preliminarmente 462 especies (70 mamíferos, 60 anfibios, 63 herpetofauna, 269 aves). En las áreas cultivadas amplias se pueden encontrar “Plataneros” (*Ramphocelus icteronotus*), “Comemoscas” (*Tyrannus melancholicus*), garrapateros (*Crotophaga ani*) y no falta la presencia y el canto del “Hornero” (*Furnarius cinnamomeus*). En los niveles tróficos se encuentran aves rapaces, insectívoras, nectarívoras, frugívoras y semilleros. En esto se destacan el Gavilán (*Buteo magnirostris*), el Elianio Tijereta (*Elanoides forficatus*), los “Colibríes” principalmente la *Amazilia* spp, el “Cacique” (*Cacicus cela*), el Vaquero Brillante (*Molothrus bonariensis*), la “Valdivia” o “Halcón reidor” (*Herpetotheres cacchianus*), la “Lechuza” (*Glaucidium peruanum*), las “Palomas” (*Columbina buckleyi*), los “Loritos” (*Forpus coelestis*), el Carpintero (*Melanerpes pucherani*), y la “Chacalaca” (*Ortalis erythroptera*). También se encuentran aves insectívoras, nectarívoras, y frugívoras. En la estación de investigación biológica “Bosque Tropical Rio Palenque” (administrado por la Fundación Wong) cerca de Patricia Pilar, se ha identificado 1200 especies de plantas, 360 especies de aves, más de

350 especies de mariposas (GAD Municipal de Santo Domingo, 2015, págs. 72, 73).

9.5.2.2 Recurso Paisaje.

Este aspecto es el más difícil de valorar debido a que el crecimiento poblacional ha incurrido en una invasión a los diferentes ecosistemas siendo el más afectado el factor paisaje ya que con cada proyecto de mejoramiento para la población se va reduciendo tanto la flora como la fauna, además de otros factores ajenos al crecimiento poblacional.

9.5.2.3 Ecosistemas frágiles y prioridades de conservación.

A pesar de que la colonización y el aprovechamiento se calcula de 18 a 20.000 Ha por año; en el Cantón Santo Domingo de los Tsáchilas, existen 8 áreas con régimen especial de protección. Son Bosques Protectores: Bosque Protector Delta, Bosque Protector Tanti, Bosque Protector Toachi Pilatón, Estación Científica Guajalito, Bosque Protector Cuenca del Río Lelia, Bosque Protector de la Sub cuenca del Río Peripa, Bosque Protector La Indiana, Bosque Protector Cuenca del Río Cajones, con una superficie total de 24.958,1 Ha, que representa el 7,24%²⁵ del área del cantón.

Adicionalmente, existen tres bosques privados que son: bosque “Estación La Favorita” y el bosque propiedad del Ing. Mora, los mismos que suman 600 Ha., los dos se encuentran ubicados en la parroquia Aulluriquin; y en las riveras de río Toachi en la propiedad del Sr. Vinicio Jaramillo, encontramos otro bosque privado de aproximadamente 120 Ha (GAD Municipal de Santo Domingo, 2015, pp. 73, 74).

9.5.3 Medio antrópico.

9.5.3.1 Localización y descripción de los asentamientos humanos.

Asentadas sobre las cuencas altas de los ríos Guayas y Esmeraldas se ubican las ciudades de Santo Domingo, El Carmen y La Concordia. A manera de “nodo articulador” la capital Tsáchila dinamiza el eje agroindustrial y comercial entre la costa y la sierra, integrándose de esta manera con infraestructuras logísticas zonales y nacionales. Con 305.632 habitantes, Santo Domingo es la cuarta ciudad más poblada del Ecuador, manteniendo esa posición en el ranking de las diez ciudades más pobladas, desde el año 2001. En el área urbana del cantón se concentra el porcentaje más alto de la población, esto es el 69,6%; mientras que en el área rural reside el 30,37% del total poblacional. El 50,16% son mujeres y el 49,83% son hombres (GAD Municipal de Santo Domingo, 2015, pág. 126).

A pesar de que su tasa de crecimiento ha disminuido en 0,54% respecto del 2001, sigue siendo (3,99) superior a la nacional (1,95). La edad media de la población es de 26,6 años y un índice de envejecimiento de 14,7%. Esto es, hay 14,7 mayores de 65 años por cada 100 menores de 15 años. La estructura de la población de Santo Domingo, sigue el comportamiento nacional, con una proporción de niños, niñas, adolescentes y jóvenes menores de 15 años de 33,76% y una participación de adultos mayores a 65 años de 5,02%. La pirámide a través de los años ha sufrido una contracción en su base y una ampliación de la mitad hacia la cúspide de la misma. La población mayor de 15 años y menor de 65 años representa el 61,21% (GAD Municipal de Santo Domingo, 2015, pág. 127).

9.5.3.2 Turismo

El turismo dinamiza la economía del cantón, registrando por tipo de actividad 275 establecimientos y 1.451 plazas de empleo. Entre los

motivos de visitas al cantón predominan los negocios y compras; todo el volumen de turismo de paso (origen sierra centro y norte) de “playa y sol” con destino a Esmeraldas y Manabí (ruta spondylus); y en menor porcentaje turistas que gustan de la naturaleza y aventura, balnearios de agua dulce del cantón y su área de influencia (GAD Municipal de Santo Domingo, 2015, pág. 101)

9.5.3.3 Análisis demográfico.

Santo Domingo ha crecido 12,42 veces entre 1950 y 1985, a un ritmo superior a Quito y Guayaquil, a nivel regional e inclusive provincial. El crecimiento poblacional del cantón está ubicado como uno de los más altos en Latinoamérica; mientras la media nacional se ubica en el orden del 2,4% para el período 1982-1990, la tasa de crecimiento fue del 6,4% para el mismo período; atribuible en gran medida a los flujos migratorios. El peso migratorio acumulado 50-82 es del 83,48% (8 de cada 10 habitantes son inmigrantes), 70% corresponden a la sierra y 30% a la costa; esta realidad permite decir que esta es una CIUDAD DE MIGRANTES, CAPITAL DE LA INTEGRACIÓN NACIONAL. En 1974 la población del área urbana fue del 30% del total, hoy es del 70%, Las tasas de crecimiento de la población muestran valores muy altos hasta el año 1,982, descendiendo notoriamente en el período 1,982-1,990, lo cual evidencia un menor flujo de inmigrantes hacia Santo Domingo (GAD Provincia de Pichincha, 2002).

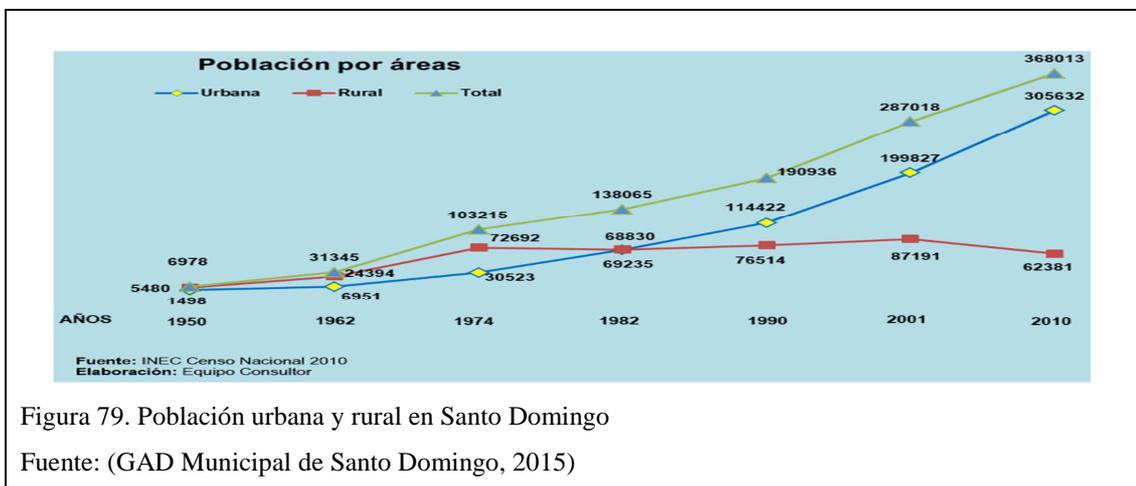


Figura 79. Población urbana y rural en Santo Domingo

Fuente: (GAD Municipal de Santo Domingo, 2015)

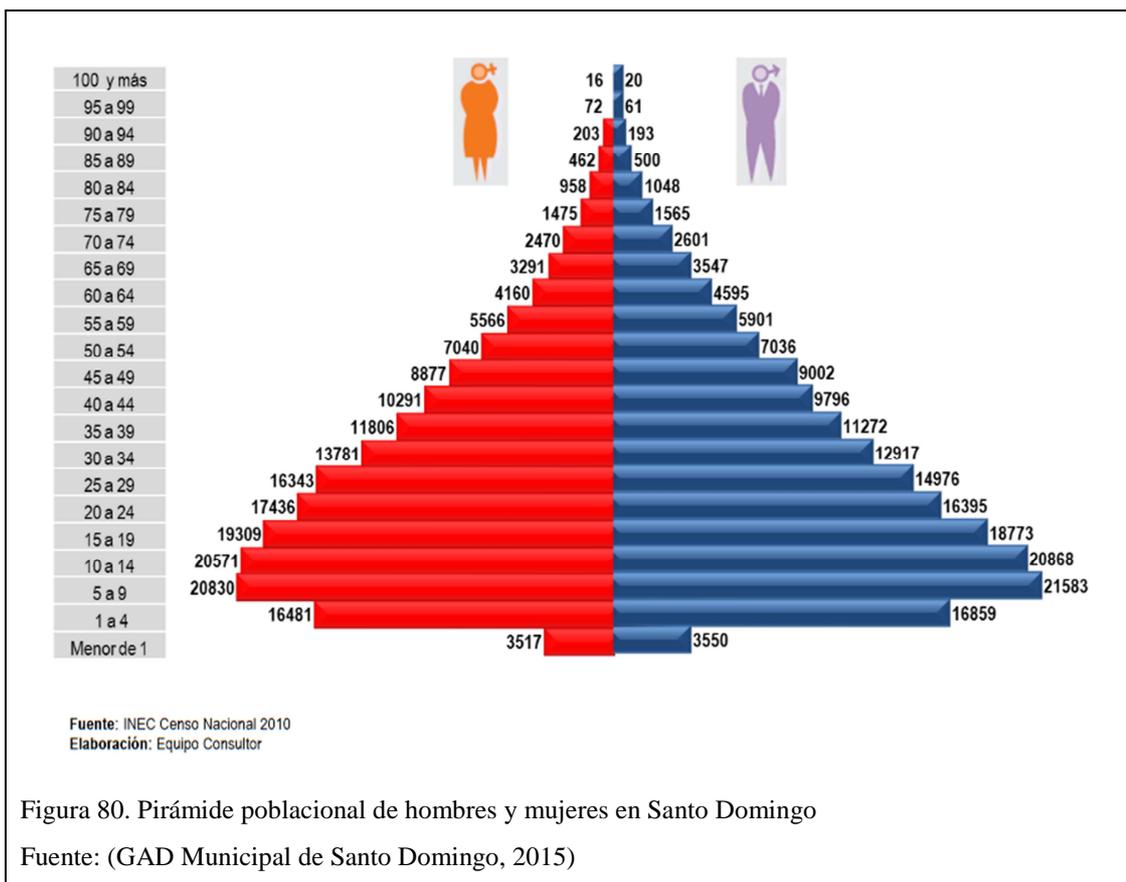


Figura 80. Pirámide poblacional de hombres y mujeres en Santo Domingo

Fuente: (GAD Municipal de Santo Domingo, 2015)

9.5.3.4 Educación.

En el cantón el grado de escolaridad para el Distrito 23 D01 es de 7,51 grados para los hombres y 7,96 para las mujeres. Para el Distrito 23 D02 los datos son de 8,54 grados para los hombres y 8,56 para las mujeres. Inferior al del país que es de 9,70 grados y 9,49 grados respectivamente, y aún el de la Zona 4-Pacífico que es de 8,42 grados para los hombres y 8,64 grados para la mujeres (GAD Municipal de Santo Domingo, 2015, pág. 130).

Tabla 86. Tasa neta de asistencia a educación

Distrito	Unidad Territorial	Educación Básica	Primaria	Secundaria	Bachillerato	Superior
23D01	Parroquias Urbanas de Río Verde, Santo Domingo, Zaracay, Río Toachi y Chiguilpe y por las Parroquias Rurales de Alluriquin, Luz de América, El Esfuerzo, Periferia 1	91,65	93,01	63,39	49,52	15,36
23D02	Abraham Calazacón y Bombolí. y las parroquias Rurales de San Jacinto del Búa, Valle Hermoso, Puerto Limón y Periferia 2	91,21	92,52	61,37	46,97	12,85

Fuente: (GAD Municipal de Santo Domingo, 2015)

“El analfabetismo sumado al analfabetismo funcional, presenta índices importantes, que deben ser reducidos sostenidamente, pues inciden notablemente en la calidad de vida de la población” (GAD Municipal de Santo Domingo, 2015, p. 131).

Tabla 87. Tasa neta de analfabetismo por sexo, años y distrito

Distrito	Años	2001			2010		
	Unidad Territorial	Hombre	Mujer	Tasa	Hombre	Mujer	Tasa
23D01	Parroquias Urbanas de Río Verde, Santo Domingo, Zaracay, Río Toachi y Chiguilpe y por las Parroquias Rurales de Alluriquin, Luz de América, El Esfuerzo, Periferia 1	8,71	9,96	9,33	5,95	6,64	6,3
23D02	Abraham Calazacón y Bomboli, y las Parroquias Rurales de San Jacinto del Búa, Valle Hermoso, Puerto Limón y Periferia 2	8,71	9,96	9,33	5,95	6,64	6,3

Fuente: (GAD Municipal de Santo Domingo, 2015)

9.5.3.5 Salud.

Según ASOMED, en Santo Domingo existen 598 médicos con distintas especialidades (141 públicos y 457 privados), 120 odontólogos asociados a ASODONT-SD, 150 auxiliares de enfermería diplomadas, 70 auxiliares de enfermería en entrenamiento, 25 obstétricas y 20 parteras.

La oferta de infraestructura de salud en las parroquias urbanas y rurales consideradas en el estudio es la siguiente: 2 centros de salud, 20 sub centros de salud, 27 dispensarios y 2 considerados en la categoría, otros. De otro lado, la población reconoce la atención en las parroquias rurales del Seguro Médico Campesino.

Entre los establecimientos de salud existentes en Santo Domingo están: El Hospital

General de Santo Domingo “Dr. Gustavo Domínguez”, Hospital del IESS 48, Hospital Básico Santo Domingo, el Centro Ambulatorio IESS. Además, dispone de 28 clínicas particulares, se contabilizan 140 consultorios particulares, de los cuales 80 son consultorios médicos y 60 consultorios dentales; además de 50 laboratorios médicos públicos y privados.

Los servicios farmacéuticos del cantón son: 120 farmacias en la ciudad de Santo Domingo y en el área rural con 10, también existen 8

botiquines en el área urbana y 18 en la rural; además de 23 distribuidoras de medicamentos (GAD Municipal de Santo Domingo, 2015, p. 134)

9.5.3.6 Económico.

9.5.3.6.1 Indicadores socioeconómicos del territorio.

La PEA es de 285.193 personas, los porcentajes de quienes se encuentran en desempleo han experimentado un descenso durante estos últimos años al pasar del 6.2% en el 2010 al 4% en el 2013. De la misma manera el subempleo pasa del 60.8% en el 2010 al 57.9% en el 2013 y finalmente el nivel de ocupación pasa del 33% en el 2010 al 37.9% en el 2013. Adicionalmente, la población económicamente activa el mayor número corresponde a hombres con 99.244 y mujeres el 50.907. Las actividades donde se concentra el trabajo de la mayor parte de los ciudadanos del cantón son las actividades consideradas del sector terciario como el comercio con el 23,46%, y el sector primario (agricultura, ganadería y silvicultura) que emplea al 20.77% de la población, según el Censo Económico realizado por el INEC en el 2010. Las actividades donde se concentra el trabajo de la mayor parte de los ciudadanos del cantón son las actividades consideradas del sector terciario como el comercio con el 23,46%, y el sector primario (agricultura, ganadería y silvicultura) que emplea al 20.77% de la población, según el Censo Económico realizado por el INEC en el 2010 (GAD Municipal de Santo Domingo, 2015, pp. 104, 105)

En julio del año 2000, el Servicio de Rentas Internas (SRI) inicia sus actividades en el cantón. De acuerdo con información suministrada por el SRI, ha experimentado un crecimiento sostenido con un incremento de USD 13,05 millones entre el 2011 y 2014 equivalente al 24,32%, lo que ubica al cantón entre los ocho de mayor recaudación en el país, superado por ciudades como Quito, Guayaquil, Cuenca, Ambato, Manta y Machala. De otro lado, la recaudación del IVA se ha

mantenido estable, alrededor de los USD 20 millones de dólares por año, que representa aproximadamente el 38% del total recaudado (GAD Municipal de Santo Domingo, 2015, p. 113).

9.5.3.6.2 Migración.

Los datos del Censo INEC 2010, respecto de la migración interna cantonal, para los 10 cantones de mayor población en el país, muestran que el cantón Santo Domingo tiene una población migrante del 9,08% ligeramente menor que el cantón Duran que tiene el 10,6%, cuatro puntos porcentuales más que Quito y siete puntos porcentuales más que Guayaquil. También, es importante establecer que la composición de la población en el cantón se ha modificado radicalmente. Hasta el período 50-82, la población migrante representaba 8 de cada 10 habitantes; hoy casi tres décadas después (28 años), la población migrante representa 1 de cada 10 habitantes. Como contrapartida, al igual que sucede en el país también hay población que emigra al exterior, según el Censo INEC 2010 han emigrado del cantón alrededor de 6.548 ciudadanas y ciudadanos cuyos destinos preferentes son España, USA, Italia, Reino Unido y Suiza (GAD Municipal de Santo Domingo, 2015, pp. 114 - 116).

9.6 Identificación de impactos ambientales.

Para identificar los impactos ambientales que generará la construcción del proyecto, nos apoyaremos en la construcción de la matriz causa-efecto, la misma que nos permitirá identificar que elementos del medio ambiente son más susceptibles a recibir impactos.

La matriz de identificación de impactos estará conformada por “actividades”, es decir, las cantidades de obra que requiere el proyecto para su construcción; y los “factores ambientales” los cuales serán evaluados de acuerdo a la importancia que tiene cada factor en el ecosistema analizado. Ver Anexo 11.

9.6.1 Evaluación de los impactos ambientales.

El proceso de evaluación de los impactos ambientales se llevara a cabo mediante el análisis matricial, mismo que permite analizar los posibles efectos que se generarán en cada actividad.

Las características consideradas en el proceso de evaluación de los impactos ambientales para la valoración de la importancia son:

- **Extensión:** se refiere a la extensión geográfica producida por el impacto en relación al entorno del proyecto.
- **Duración:** se refiere al tiempo de duración de la afectación, la cual puede ser temporal o permanente.
- **Reversibilidad:** se refiere a su capacidad de recuperación una vez producido el impacto.

Estas características reciben un valor que determina el grado de afectación de cada uno de los impactos analizados de acuerdo a la siguiente tabla.

Tabla 88. Valoración cualitativa y cuantitativa de los impactos ambientales

Factor de medición	Puntuación de acuerdo a la magnitud del impacto				
	1	2.5	5	7.5	10
Extensión	Puntual	Particular	Local	Generalizada	Regional
Duración	Esporádica	Temporal	Periódica	Recurrente	Permanente
Reversibilidad	Completamente reversible	Medianamente reversible	Parcialmente irreversible	Medianamente irreversible	Completamente irreversible

Elaborado por: Victor Cando

La calificación de cada una de estas características se pueden observar en las matrices 2, 3 y 4; expuestas en los anexos 12, 13 y 14.

La magnitud del impacto se refiere al grado de incidencia en el factor ambiente en el ámbito en que actúa; manteniendo a juicio técnico propio la escala de puntuación del 1.0 al 10.0, valores entre 1.0 – 2.5 denotan poca incidencia sobre la calidad ambiental

del factor, a diferencia de valores con magnitud 10.0 la cual denota una incidencia altísima sobre la calidad ambiental del factor. La matriz de magnitud de impacto ambiental se encuentra en el Anexo 15.

El valor de importancia de cada impacto, se realiza utilizando la siguiente ecuación:

$$\mathbf{Imp} = \mathbf{W}_e \times \mathbf{E} + \mathbf{W}_d \times \mathbf{D} + \mathbf{W}_r \times \mathbf{R}$$

Dónde:

Imp: Importancia del impacto ambiental.

E: Valor del criterio de extensión.

W_e: Peso del criterio de extensión.

D: Valor del criterio de duración.

W_d: Peso del criterio de duración.

R: Valor del criterio de reversibilidad.

W_r: Peso del criterio de reversibilidad.

Dentro de esto, se debe cumplir que:

$$\mathbf{W}_e + \mathbf{W}_d + \mathbf{W}_r = \mathbf{1}$$

Por lo tanto, los factores de ponderación se establecen con los siguientes valores:

Peso del criterio de extensión $W_e = 0.35$

Peso del criterio de duración $W_d = 0.40$

Peso del criterio de reversibilidad $W_r = 0.25$

La matriz de importancia de impacto ambiental se la puede observar en el Anexo 16.

Para cuantificar el valor de impacto ambiental se emplea la siguiente ecuación:

$$\mathbf{Valor\ del\ impacto} = \pm(\mathbf{Importancia} \times \mathbf{Magnitud})^{0.5}$$

La cual relaciona la importancia del impacto con la magnitud del impacto sean estos de carácter positivo o negativo.

De acuerdo con la metodología utilizada un valor de impacto puede alcanzar como mínimo un valor de 1.0 y como máximo un valor de 10.0. valores mayores a 6.5 denotan impactos de elevada incidencia en el medio.

Los valores del impacto para cada interacción se pueden observar en la matriz 7, correspondiente al Anexo 17.

9.7 Plan de manejo ambiental.

Consiste en un procesamiento y representación de la información ambiental recopilada de manera específica en campo antes de la ejecución de las actividades constructivas de la vía.

9.7.1 Plan de prevención, mitigación y remediación de impactos

9.7.1.1 Control de emisiones atmosféricas

Descripción: La contaminación atmosférica generada durante la etapa de rectificación y mejoramiento del proyecto, procederá de tres fuentes principales: emisiones difusas de material particulado, gases de combustión y ruido generado por fuentes móviles (maquinaria, equipo y vehículos).

Descripción de la Medida:

Como se mencionó anteriormente la contaminación atmosférica es causada por:

- Generación de material particulado.
- Emisión de gases de combustión; y,
- Generación de ruido.

Las acciones de prevención a ejecutar se describen a continuación:

Control y prevención de la generación de material particulado

- El personal técnico, operadores de equipo, maquinaria y obreros de la Empresa Constructora y, los habitantes cercanos a los frentes de trabajo deberán ser protegidos contra los riesgos producto de la gran cantidad de polvo al aire que se producirán durante la rectificación y mejoramiento de la vía.
- Suministrar equipos de protección personal (mascarillas, protectores nasales y bucales, gafas), los que serán utilizados por los operadores de maquinaria y equipo y, así como en las actividades de carga, descarga y almacenamiento de materiales, a efectos de que el material fino no tenga contacto directo con los órganos de la vista y olfato de los trabajadores.
- Para evitar que se genere el polvo en instalaciones y frentes de trabajo, el Constructor regará agua con una rata entre 0,9 y 3,5 l/m² (conforme lo estipula la especificación "205-(1) Agua para control de polvo") sobre las superficies expuestas al tránsito vehicular, especialmente en épocas secas y en áreas próximas a sectores habitados, mediante la utilización de carros cisternas equipados con una flauta aspersora, que garanticen la aplicación uniforme del agua en toda la superficie y en las cantidades requeridas. Para el presente proyecto la cantidad de agua se calcula con una rata promedio de 10 l /m², una longitud de 6 km. y un ancho de 10,00 m y 3 veces el riego total de la vía, lo cual da como resultado 1 800 m³.
- Cubrir los materiales almacenados internamente en las bodegas.
- Control de polvo en el transporte: se procederá al riego de las pilas de materiales de carga, acarreo y al cubrimiento con lonas en la parte superior del balde de las volquetas.

Rubro y Costo de la Medida:

Estos precios y pago constituirán la compensación total por la distribución de agua, así como por toda la mano de obra, equipo, herramientas, materiales y operaciones conexas en la ejecución de los trabajos descritos en esta sección

Tabla 89. Rubros ambientales – Riego de agua para control de polvo

Nº Rubro	Descripción	Unidad	Cantidad
510543	Riego de agua para control de polvo	m ³	385.08

Elaborado por: Víctor Cando

9.7.1.2 Criterios para ubicar escombreras

En razón de que el depósito de material excedente modifica la topografía y puede causar variaciones en las condiciones intrínsecas del sitio por sobrecarga, como cambios de esfuerzos, infiltraciones, modificaciones en el régimen de las aguas subterráneas y superficiales, modificación del uso del suelo, así como cambios en la estructura y condiciones de la capa superficial del suelo, cuando se colocan rellenos sin compactación o compactados inadecuadamente sobre las laderas, provocan la sobrecarga de éstas, la saturación y colapso de los suelos sueltos, facilitando los escurrimientos de suelo, flujo de los suelos sueltos saturados y formación de cárcavas por erosión.

- Ubicar sitios donde no se hayan producido movimientos morfodinámicos; procurando la cercanía con las obras que producen los escombros y sean accesibles, de manera que su traslado sea lo menos costoso posible.
- Determinar la capacidad de almacenamiento, la cual es función del área, altura del relleno y capacidad.

Rubro y Costo de la Medida:

El pago de la cantidad establecida se pagará al precio que conste en el contrato, de acuerdo al rubro designado.

9.7.1.3 Educación Y Concienciación Ambiental A La Comunidad

Descripción de la Medida:

La educación y concienciación ambiental a la comunidad procura fortificar el entendimiento y respeto por el patrimonio natural y el implicamiento de los ciudadanos que serán beneficiados por la obra.

Se realizará a través de los siguientes medios:

- a. Charlas de concienciación.
- b. Hojas volantes.

a) Charlas de concienciación ambiental

Este tipo de charlas estarán dirigidas a los habitantes que se encuentran cerca de la zona del proyecto así como a su alrededor, los cuales están relacionados con el proyecto de manera directa o indirecta.

La temática será diseñada y ejecutada por profesionales con suficiente experiencia en manejo de recursos naturales, desarrollo comunitario y comunicación social y, expuestas por especialistas con lenguaje adecuado y principalmente con ayuda de audiovisuales (videos).

La duración de cada una de las charlas será de 45 minutos y se dictarán en el transcurso de la ejecución de los trabajos de construcción proyecto.

Los sitios propuestos para las charlas de concienciación son los barrios ubicados en el área directa del proyecto, se dictarán al inicio, mitad y final de la ejecución de la obra.

b) Hojas volantes

Las hojas volantes serán realizados a colores en papel couché de 125 gramos, formato A4 y cuyo contenido textual y gráfico sea alusivo a la defensa de los valores ambientales presentes en el área de la obra, tales como: paisaje, ríos, vegetación, saneamiento ambiental, etc.

Rubro y costo de la medida:

Tabla 90. Rubros ambientales – Charlas de concientización y Difusión pública

N° de Rubro	Descripción	Unidad	Cantidad
506234	Charlas de concientización	U	4
510397	Difusión pública: Hojas volantes	U	300

Elaborado por: Victor Cando

9.7.2 Seguimiento y monitoreo

9.7.2.1 Seguimientos del plan de manejo ambiental

Este programa define directrices para asegurar por una parte que, todas las actividades y acciones contempladas en el programa de Prevención y Mitigación Ambiental, sean cumplidas a cabalidad y de manera oportuna por parte de la Constructora contratada para la ejecución del proyecto; y por otra parte, también incluye una serie de actividades para monitorear algunos parámetros del ambiente que directa o indirectamente van a ser alterados como resultado de las intervenciones de la reconstrucción.

9.7.2.1.1 Etapa de reconstrucción

Monitoreo de la calidad del aire ambiente

Se efectuará un seguimiento a la calibración y mantenimiento de la maquinaria y vehículos utilizados en los sitios de obras de manera que se cumpla con lo indicado en la medida respectiva. Según la norma especificada en el Texto Unificado de La

legislación Ambiental Secundaria, Libro VI, De la Calidad Ambiental, Anexo 4, Normas de Calidad del Aire Ambiente.

Monitoreo de ruido

Con el propósito de medir la presión sonora de los diferentes sitios de trabajo, se monitoreará las áreas identificadas como sensibles, así como el área exterior y donde se concentren las mayores actividades; es decir, talleres. Este monitoreo será mínimo de 15 minutos; en el sitio de emisión, en el sitio de mayor permanencia del personal y en el exterior, en donde esté ubicada la población o viviendas habitadas.

9.7.2.1.2 Etapa de operación y mantenimiento

Indicadores de mantenimiento vial

Comprenden la conservación del estado general de la vía con el fin de que ella brinde un estado óptimo de servicio al usuario, dado por condiciones técnicas, operativas, ambientales y de comodidad.

Tabla 91. Indicadores del mantenimiento de la vía

Variable	Indicador	Forma de medición	Acción
Vía y derecho de vía			
Calzada	IRI =< 5	Rugosímetro	Mantenimiento o periódico
Drenaje	Cunetas y alcantarillas limpias	Inspección visual permanente	Mantenimiento o rutinario
Obras arte mayor	Infraestructura y superestructura buen estado	Inspección visual permanente	Mantenimiento o rutinario
Taludes	Estabilidad de taludes	Inspección visual permanente	Mantenimiento o rutinario
Señalización	Pintura en buen estado	Inspección visual permanente	Reponer señales dañadas y pintura en mal estado

Continúa...

Tabla 91. Indicadores del mantenimiento de la vía (Continuación...)

Variable	Indicador	Forma de medición	Acción
Vía y derecho de vía			
Ambiental	Calzada siempre limpia, libre de obstáculos y contaminación	Inspección visual permanente	Limpieza de basura y retiro de contaminantes tan pronto como se conozca de ellos.

Fuente: EPMOP

9.8 Tabla resumen medidas del P.M.A

Tabla 92. Organigrama de E.I.A

Programa	Medida	Indicador	Costo	Responsable
Control de emisiones atmosféricas	Prevención	Agua para el control de polvo	\$ 7.06	Constructor
Disposición final de excedentes de excavación	Mitigación	Desalojo de material	El precio se establecerá en el contrato	Constructor
Educación y concientización ambiental	Prevención	Charlas de concientización	\$ 235.38	Constructor
		Difusión pública de hojas volantes	\$ 0.05	
Seguimiento del plan de manejo ambiental	Prevención y control	Control del aire, agua, ruido, parámetros de diseño, parámetros de drenaje	-	Constructor

Elaborado por: Victor Cando

9.8.1 Costos ambientales

Los costos ambientales tendrán un valor estimado de:

Tabla 93. Costos ambientales

Código	Descripción	Unidad	Cantidad	P. Unitario	Total
	Impactos ambientales			0	3,675.18
510543	Riego de agua para control de polvo	m ³	385.08	7.06	2,718.66
506234	Charlas de concientización	u	4	235.38	941.52
510397	Difusión pública: Hojas volantes	u	300	0.05	15

Elaborado por: Victor Cando

CAPÍTULO 10

ANÁLISIS DE COSTO Y PRESUPUESTO

10.1 Presupuesto de obra

Para emprender la construcción del proyecto es necesario prever el costo total estimado que este alcanzará.

Para efectuar este análisis es indispensable el cálculo de las cantidades de obra, que se lo hace en base al estudio y al diseño definitivo de la vía, para posteriormente elaborar el presupuesto.

Para el proyecto se ha realizado el presupuesto y el cronograma valorado para los dos tipos de pavimento analizados (flexible y rígido), de esta forma se da cabida a la elección de la alternativa más viable.

10.1.1 Cantidades de obra

Las cantidades de obra para el presente proyecto serán calculadas en base a:

- Sección típica.
- Planos de diseño definitivo.
 - Geométrico.
 - Hidráulico.
 - Señalización.
- Movimiento de tierra.
- Especificaciones generales para la construcción de caminos y puentes MOP-001-F-2002.

Las cantidades de obra tanto para pavimento flexible y pavimento rígido se presentan en el Anexo 18

10.2 Análisis de precios unitarios (APU)

Se define al análisis de precios unitarios como el costo total de una actividad ejecutada por unidad de obra escogida; conforme al manual de Especificaciones Generales para la Construcción de Caminos y Puentes MOP-01-F-2002

Usualmente para el análisis de precios unitarios se valora:

- **Costos directos**

Los cuales inciden directamente en la construcción de un proyecto como son: el equipo y transporte, la mano de obra y el material.

- **Costos indirectos**

Los cuales no son identificables con la construcción de un proyecto, relacionándose con estos de forma indirecta, como puede ser: los gastos de oficina, imprevistos, etc.

El análisis de precios unitarios de cada rubro se puede apreciar en el anexo 19.

Una vez desarrollados los APU de cada rubro, se procede a valorar el costo total estimado que el proyecto alcanzará.

Para cada una de las alternativas propuestas (Pav. Flexible y Pav. Rígido) los presupuestos se pueden apreciar en el anexo 20.

Tabla 94. Primera alternativa – Pavimento flexible (Costo)

DESCRIPCION	TOTAL
Movimiento de tierras	648,036.54
Estructura del pavimento	313,755.51
Instalaciones de drenaje	200,836.70
Señalización horizontal y vertical	12,822.85
Impactos ambientales	3,675.18
Obras complementarias	138,786.22
Total	1,317,913.00

Elaborado por: Victor Cando

Tabla 95. Segunda alternativa – Pavimento rígido (Costo)

DESCRIPCION	TOTAL
Movimiento de tierras	648,036.54
Estructura del pavimento	884,238.20
Instalaciones de drenaje	200,836.70
Señalización horizontal y vertical	12,822.85
Impactos ambientales	3,675.18
Obras complementarias	138,786.22
Total	1,888,395.22

Elaborado por: Víctor Cando

10.3 Cronograma valorado de ejecución

El cronograma valorado es una gráfica físico-financiera la cual permite controlar los avances de obra, verificando lo que se ha programado y realizado, correspondiente a la valorización de los diferentes rubros de la obra.

La ejecución del proyecto se llevara a cabo en un periodo de 16 meses.

El cronograma valorado de ejecución propuesto para los dos tipos de pavimentos se indica en el Anexo 21

10.4 Cálculo de los beneficios valorados

10.4.1 Ingresos

La vía Mulaute – La Florida Tramo 3, se encuentra ubicada en una zona rural dentro de la parroquia Santo Domingo, no se considera la instalación de un peaje, por tal motivo, no generará ingresos económicos pero si un beneficio social a la población que habita en estas zonas.

En zonas rurales donde se ejecutan proyectos que mejoran la infraestructura vial, el principal beneficio que se produce es la reducción de los costos de transporte. Esta disminución, se materializa en todas las actividades que se realicen en la zona del proyecto y que estén relacionadas con el mercado de transporte. Es decir, si los productores utilizan camiones de carga para trasladar su

mercancía a centros de distribución o puntos finales de venta, la disminución en los costos de transportes se verá reflejada en una mayor rentabilidad de las actividades que realizan, ya que pagarán menores costos de flete; asimismo, la población que habita en estas zonas, pero que realiza actividades no relacionadas con la producción y que utiliza la infraestructura vial para trasladarse a diferentes puntos de interés (escuelas, hospitales, centros recreativos, etc), también tendrán beneficios por la reducción de los costos de transporte, ahorros en el tiempo de traslado (MDI. Meixueiro Garmendia, Lic. Pérez Cruz, & Dra. Masclé Allemand, 2009, pág. 1), y ahorros en los costos de operación vehicular.

En la siguiente tabla se mencionan los indicadores a ser analizados, en la valoración de los beneficios sociales que generará el proyecto.

Tabla 96. Indicadores de evaluación

Componentes	Unidad de medida
Costo de combustible	\$/galón
Costo de neumáticos	\$/neumático
Costo de amortiguadores	\$/amortiguador
Costo de zapatas	\$/zapata
Costo por cambios de aceite	\$/cambio de aceite
Tiempo de choferes	\$/hora
Tiempo de pasajeros	\$/hora
Transporte de productos	\$/flete

Elaborado por: Victor Cando

10.4.1.1 Costos de combustible

Es el costo empleado en el recorrido del proyecto vial, este costo generalmente es gasolina y diésel, esencialmente al desarrollar una mayor velocidad, los vehículos mejoran su rendimiento por combustible, hay una mayor eficiencia, y un ahorro por la distancia recorrida. Análisis ver Anexo 22.

10.4.1.2 Costos de neumáticos

Al circular por una vía con alta rugosidad el desgaste de los neumáticos es mayor; con la construcción del proyecto se reducen las fricciones ya que se frenará menos, y esto aumentará la durabilidad de los neumáticos. Análisis ver Anexo 23.

10.4.1.3 Costos de amortiguadores

Los amortiguadores generalmente experimentan un desgaste natural y progresivo debido a los kilómetros de recorrido y al perfil de la carretera, con la construcción del proyecto se podrá contrarrestar estos efectos negativos, ya que los vehículos circularán sobre un asfalto en óptimas condiciones y los tiempos de recorrido serán menores. Análisis ver Anexo 24.

10.4.1.4 Costos de zapatas

Este es uno de los componentes que más está sometido al desgaste, no solo por su propio funcionamiento, sino también por las características de las vías por las cuales se circula; una vía en mal estado produce pisar el freno por más tiempo, produciendo rozamiento y disipando energía con lo cual se produce el desgaste de este elemento. Al contar con una vía en óptimas condiciones se podrá contrarrestar este tiempo y alagar en cierta forma el rendimiento de la zapata. Análisis ver Anexo 25.

10.4.1.5 Costos por cambios de aceite

Los cambios de aceite se realizan en base a la longitud recorrida por cada vehículo, generalmente se recomienda realizar un cambio de aceite cada 5000 Km; considerando que con la construcción de la vía se reducirán los tiempos de viaje y por ende se tendrá un menor recorrido, los cambios de aceite serán menores. Análisis ver Anexo 26.

10.4.1.6 Costos por tiempo de choferes y pasajeros

Se ha estimado un valor de costo mínimo en tiempo de viaje para los ocupantes de los vehículos, esto en base al salario que recibe un chofer y el salario básico unificado. Análisis ver Anexo 27.

10.4.1.7 Costos por mercado de transporte

Con la construcción del proyecto esta disminución se materializará para los productores que utilizan los vehículos para transportar su mercadería hacia los puntos de venta o puntos de distribución, la disminución en los costos de transporte reflejará una mayor rentabilidad ya que pagarán menores costos por los fletes. Análisis ver Anexo 28.

La siguiente tabla nos indica los valores de los beneficios sociales obtenidos al año para cada tipo de vehículo.

Tabla 97. Beneficios sociales obtenidos al año

Tipo de vehículo	Total beneficios/día	Total beneficios/año
Automóviles	\$ 1.25	\$ 457.74
Camionetas	\$ 1.39	\$ 508.62
Buses	\$ 3.98	\$ 1,452.45
Camión 2 ejes	\$ 0.54	\$ 197.72
Camión 3 ejes	\$ 0.60	\$ 219.91
Camión 5 ejes	\$ 0.70	\$ 256.93
Mercado de transporte		\$ 30,714.75

Elaborado por: Víctor Cando

10.5 Evaluación económica-financiera

Para desarrollar el análisis de evaluación económica-financiera del proyecto, se empleará los beneficios sociales obtenidos de la tabla 95, con una proyección hacia 20 años que es el tiempo de vida útil del proyecto, como se indica en la siguiente tabla

Tabla 98. Beneficios sociales anuales para 20 años de vida útil del proyecto

Años	TPDA						Beneficios						Producción	Total
	Automóviles	Camionetas	Buses	Camión			Automóviles	Camionetas	Buses	Camión				
		2D	2DB	V2DB	V3A	T3 - S2		2D	2DB	V2DB	V3A	T3 - S2		
0	225	46	9	30	2	2	\$ 102,992.61	\$ 23,396.57	\$ 13,072.07	\$ 5,931.48	\$ 439.82	\$ 513.87	\$ 30,714.75	\$ 177,061.17
1	234	48	11	33	3	3	\$ 107,112.31	\$ 24,413.81	\$ 15,976.98	\$ 6,524.63	\$ 659.72	\$ 770.80	\$ 30,714.75	\$ 186,173.01
2	244	50	11	34	3	3	\$ 111,689.76	\$ 25,431.06	\$ 15,976.98	\$ 6,722.34	\$ 659.72	\$ 770.80	\$ 30,714.75	\$ 191,965.42
3	317	66	14	44	4	4	\$ 145,105.14	\$ 33,568.99	\$ 20,334.34	\$ 8,699.50	\$ 879.63	\$ 1,027.73	\$ 30,714.75	\$ 240,330.09
4	329	68	14	45	4	4	\$ 150,598.08	\$ 34,586.24	\$ 20,334.34	\$ 8,897.22	\$ 879.63	\$ 1,027.73	\$ 30,714.75	\$ 247,037.99
5	342	71	15	46	4	4	\$ 156,548.77	\$ 36,112.10	\$ 21,786.79	\$ 9,094.93	\$ 879.63	\$ 1,027.73	\$ 30,714.75	\$ 256,164.71
6	356	73	15	48	4	4	\$ 162,957.20	\$ 37,129.34	\$ 21,786.79	\$ 9,490.37	\$ 879.63	\$ 1,027.73	\$ 30,714.75	\$ 263,985.81
7	371	78	15	50	4	4	\$ 169,823.37	\$ 39,672.45	\$ 21,786.79	\$ 9,885.80	\$ 879.63	\$ 1,027.73	\$ 30,714.75	\$ 273,790.52
8	387	80	15	51	4	4	\$ 177,147.29	\$ 40,689.69	\$ 21,786.79	\$ 10,083.51	\$ 879.63	\$ 1,027.73	\$ 30,714.75	\$ 282,329.40
9	400	83	16	53	4	4	\$ 183,097.97	\$ 42,215.55	\$ 23,239.24	\$ 10,478.94	\$ 879.63	\$ 1,027.73	\$ 30,714.75	\$ 291,653.83
10	418	86	16	55	4	4	\$ 191,337.38	\$ 43,741.42	\$ 23,239.24	\$ 10,874.38	\$ 879.63	\$ 1,027.73	\$ 30,714.75	\$ 301,814.53
11	435	90	16	58	4	4	\$ 199,119.05	\$ 45,775.90	\$ 23,239.24	\$ 11,467.52	\$ 879.63	\$ 1,027.73	\$ 30,714.75	\$ 312,223.83
12	452	93	18	59	5	5	\$ 206,900.71	\$ 47,301.76	\$ 26,144.15	\$ 11,665.24	\$ 1,099.54	\$ 1,284.67	\$ 30,714.75	\$ 325,110.82
13	471	97	18	61	5	5	\$ 215,597.86	\$ 49,336.25	\$ 26,144.15	\$ 12,060.67	\$ 1,099.54	\$ 1,284.67	\$ 30,714.75	\$ 336,237.89
14	490	101	18	64	5	5	\$ 224,295.02	\$ 51,370.73	\$ 26,144.15	\$ 12,653.82	\$ 1,099.54	\$ 1,284.67	\$ 30,714.75	\$ 347,562.68
15	509	105	19	66	5	5	\$ 232,992.17	\$ 53,405.22	\$ 27,596.60	\$ 13,049.25	\$ 1,099.54	\$ 1,284.67	\$ 30,714.75	\$ 360,142.20
16	529	110	19	68	5	5	\$ 242,147.07	\$ 55,948.32	\$ 27,596.60	\$ 13,444.68	\$ 1,099.54	\$ 1,284.67	\$ 30,714.75	\$ 372,235.64
17	551	113	19	71	5	5	\$ 252,217.46	\$ 57,474.19	\$ 27,596.60	\$ 14,037.83	\$ 1,099.54	\$ 1,284.67	\$ 30,714.75	\$ 384,425.04
18	574	118	20	73	5	5	\$ 262,745.59	\$ 60,017.29	\$ 29,049.05	\$ 14,433.26	\$ 1,099.54	\$ 1,284.67	\$ 30,714.75	\$ 399,344.16
19	597	124	20	76	5	5	\$ 273,273.73	\$ 63,069.02	\$ 29,049.05	\$ 15,026.41	\$ 1,099.54	\$ 1,284.67	\$ 30,714.75	\$ 413,517.17
20	621	129	20	79	6	6	\$ 284,259.61	\$ 65,612.12	\$ 29,049.05	\$ 15,619.56	\$ 1,319.45	\$ 1,541.60	\$ 30,714.75	\$ 428,116.14

Elaborado por: Victor Cando

Dentro de este análisis es importante también considerar los costos por mantenimiento vial.

10.5.1 Mantenimiento vial

En todo proyecto vial es necesario realizar un mantenimiento vial rutinario, para preservar en buen estado los diferentes elementos que componen la vía y evitar así su deterioro en un corto periodo de tiempo; de esta manera también se garantiza que la circulación vehicular sea cómoda, segura, y económica.

Los costos por mantenimiento vial para pavimento flexible se dan a conocer en la siguiente tabla:

Tabla 99. Costo por mantenimiento vial para pavimento flexible

Costos por mantenimiento vial en el 1^{er} año de operación					
Código	Rubro	Unidad	Cantidad	P. Unitario	Total
2597	Limpieza alcantarillado altura menor 1m	m ³	134.58	12.71	1710.51
0885	Limpieza cuneta. Desal. Tier./Escom	m	4976.20	6.71	33390.30
Total					35100.81
Costos por mantenimiento vial en el 2^{do} año de operación					
Código	Rubro	Unidad	Cantidad	P. Unitario	Total
2597	Limpieza alcantarillado altura menor 1m	m ³	134.58	12.71	1710.51
0885	Limpieza cuneta. Desal. Tier./Escom	m	4976.20	6.71	33390.30
0938	Tratamiento superficial bituminoso (slurry)	m ²	8375.00	2.41	20183.75
Total					55284.56
Costos por mantenimiento vial en el 6^{to} año de operación					
Código	Rubro	Unidad	Cantidad	P. Unitario	Total
2597	Limpieza alcantarillado altura menor 1m	m ³	134.58	12.71	1710.51
0885	Limpieza cuneta. Desal. Tier./Escom	m	4976.20	6.71	33390.30
0938	Tratamiento superficial bituminoso (slurry)	m ²	8375.00	2.41	20183.75
V132	Bacheo con mezcla asfáltica en caliente	m ³	30.00	233.83	7014.90
Total					62299.46
Costos por mantenimiento vial en el 10^{mo} año de operación					
Código	Rubro	Unidad	Cantidad	P. Unitario	Total
2597	Limpieza alcantarillado altura menor 1m	m ³	134.58	12.71	1710.51
0885	Limpieza cuneta. Desal. Tier./Escom	m	4976.20	6.71	33390.30
4533	Fresado estructur. de pavimento existente	m ³	1256.25	9.20	11557.50
V919	Carp. Asfalto en caliente e=7.5cm, inc. Tra.	m ²	16750.00	4.83	80902.50
Total					127560.81

Elaborado por: Victor Cando

Tabla 100. Cronograma y costos por mantenimiento vial para el pavimento flexible

Costos por mantenimiento vial en el 1^{er} año de operación						
Código	Rubro	Unidad	Cantidad	P. Unitario	Nº veces	Total
2597	Limpieza alcantarillado altura menor 1m	m ³	134.58	12.71	1	1710.51
0885	Limpieza cuneta. Desal. Tier./Escom	m	4976.20	6.71	1	33390.30
Total						35100.81
Costos por mantenimiento vial desde el 2^{do} hasta el 5^{to} año de operación						
Código	Rubro	Unidad	Cantidad	P. Unitario	Nº veces	Total
2597	Limpieza alcantarillado altura menor 1m	m ³	134.58	12.71	4	6842.05
0885	Limpieza cuneta. Desal. Tier./Escom	m	4976.20	6.71	4	133561.21
0938	Tratamiento superficial bituminoso (slurry)	m ²	8375.00	2.41	1	20183.75
Total						160587.01
Costos por mantenimiento vial desde el 6^{to} hasta el 9^{mo} año de operación						
Código	Rubro	Unidad	Cantidad	P. Unitario	Nº veces	Total
2597	Limpieza alcantarillado altura menor 1m	m ³	134.58	12.71	4	6842.05
0885	Limpieza cuneta. Desal. Tier./Escom	m	4976.20	6.71	4	133561.21
0938	Tratamiento superficial bituminoso (slurry)	m ²	8375.00	2.41	1	20183.75
V132	Bacheo con mezcla asfáltica en caliente	m ³	30.00	233.83	1	7014.90
Total						167601.91
Costos por mantenimiento vial en el 10^{mo} año de operación						
Código	Rubro	Unidad	Cantidad	P. Unitario	Nº veces	Total
2597	Limpieza alcantarillado altura menor 1m	m ³	134.58	12.71	1	1710.51
0885	Limpieza cuneta. Desal. Tier./Escom	m	4976.20	6.71	1	33390.30
4533	Fresado estructur. de pavimento existente	m ³	1256.25	9.20	1	11557.50
V919	Carp. Asfalto en caliente e=7.5cm, inc. Trans.	m ²	16750.00	4.83	1	80902.50
Total						127560.81
Costo por mantenimiento vial del 1er al 10mo año de operación						490850.54

Nota: A partir del 10^{mo} año de operación, para el resto de años, se repite la programación de esta tabla.

Elaborado por: Victor Cando

El costo total por mantenimiento vial del 1^{er} al 20^{mo} año de operación será:

490850.54 * 2 = 981701.08 usd

Los costos por mantenimiento vial para pavimento rígido se dan a conocer en la siguiente tabla:

Tabla 101. Costo por mantenimiento vial para pavimento rígido

Costos por mantenimiento vial en el 1er año de operación					
Código	Rubro	Unidad	Cantidad	P. Unitario	Total
2597	Limpieza alcantarillado altura menor 1m	m ³	134.58	12.71	1710.51
0885	Limpieza cuneta. Desal. Tier./Escom	m	4976.20	6.71	33390.30
Total					35100.81
Costos por mantenimiento vial en el décimo quinto año de operación					
Código	Rubro	Unidad	Cantidad	P. Unitario	Total
2597	Limpieza alcantarillado altura menor 1m	m ³	134.58	12.71	1710.51
0885	Limpieza cuneta. Desal. Tier./Escom	m	4976.20	6.71	33390.30
1308	Sello juntas hormigón rígido	m	1555.56	7.03	10935.59
Total					46036.40

Elaborado por: Victor Cando

El pavimento rígido de hormigón marca una diferencia, el mantenimiento que requiere es mínimo ya que solo se debe realizar un resellado de juntas entre los 15 y 20 años de operación.

Tabla 102. Cronograma y costos por mantenimiento vial para pavimento rígido

Costos por mantenimiento vial desde el 1er hasta el décimo cuarto año de operación						
Código	Rubro	Unidad	Cantidad	P. Unitario	Nº veces	Total
2597	Limpieza alcantarillado altura menor 1m	m ³	134.58	12.71	14	23947.17
0885	Limpieza cuneta. Desal. Tier./Escom	m	4976.20	6.71	14	467464.23
Total						491411.39
Costos por mantenimiento vial desde el décimo quinto hasta el vigésimo año de operación						
Código	Rubro	Unidad	Cantidad	P. Unitario	Nº veces	Total
2597	Limpieza alcantarillado altura menor 1m	m ³	134.58	12.71	6	10263.07
0885	Limpieza cuneta. Desal. Tier./Escom	m	4976.20	6.71	6	200341.81
1308	Sello juntas hormigón rígido	m	1555.56	7.03	6	65613.52
Total						276218.40
Costos total por mantenimiento vial desde el primero hasta el vigésimo año de operación						767218.40

Elaborado por: Victor Cando

Una vez determinados los beneficios sociales y los costos por mantenimiento vial del proyecto, se procede a realizar el análisis de evaluación económica-financiera obteniendo el V.A.N, T.I.R y B/C; estos serán los parámetros los cuales nos indique si nuestro proyecto es viable o no.

10.5.2 V.A.N. (Valor Actual Neto)

El cual nos indica si el proyecto debe ser aceptado o rechazado de acuerdo a lo siguiente:

- Si $V.A.N > 0$; el proyecto debe aceptarse ya que la inversión generará ganancias por sobre la rentabilidad exigida.
- Si $V.A.N < 0$; el proyecto debe rechazarse ya que la inversión generará pérdidas.
- Si $V.A.N = 0$; la realización del proyecto no generará ni beneficios ni pérdidas.

La fórmula que se emplea para determinar su valor es:

$$V.A.N = \sum_{t=1}^n \frac{V_t}{(1+k)^t} - I_0$$

Dónde:

V_t : Representa los flujos de caja en cada periodo t.

I_0 : Es el valor del desembolso inicial de la inversión.

n : Es el número de periodos considerado.

k : Es el de interés

10.5.3 T.I.R. (Tasa Interna de Retorno)

Se la puede usar como un indicador de la rentabilidad de un proyecto, a mayor tasa interna de retorno mayor será la rentabilidad, de esta manera se puede decidir si el proyecto de inversión es aceptado o rechazado.

10.5.4 B/C (Relación Beneficio/Costo)

La relación beneficio costo es el resultado de dividir los beneficios generados por el proyecto para el valor actualizado de los costos, de esta manera podemos determinar cuáles son los beneficios por cada centavo de dólar que se ha invertido en el proyecto, de acuerdo con este criterio:

- Si $B/C \geq 1$; el proyecto debe aceptarse.
- Si $B/C < 1$; el proyecto debe rechazarse.

Una vez definido cada uno de los parámetros que intervienen en el análisis de evaluación de proyectos (V.A.N, T.I.R y B/C), se procede a realizar los cálculos, los cuales se indican en la siguiente tabla.

Tabla 103. Flujo de caja determinado para el pavimento flexible

Rubros	Años												
	0	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
INGRESOS													
<i>Beneficios valorados</i>		186173.01	191965.42	240330.09	247037.99	256164.71	263985.81	273790.52	282329.40	291653.83	301814.53	312223.83	325110.82
Total		186173.01	191965.42	240330.09	247037.99	256164.71	263985.81	273790.52	282329.40	291653.83	301814.53	312223.83	325110.82
EGRESOS													
<i>Inversión</i>	1317913												
<i>Costos de operación</i>		35100.81	55284.56	35100.81	35100.81	35100.81	62299.46	35100.81	35100.81	35100.81	127560.81	35100.81	55284.56
Total	1317913	35100.81	55284.56	35100.81	35100.81	35100.81	62299.46	35100.81	35100.81	35100.81	127560.81	35100.81	55284.56
F.N.C. (B-C)	-1317913	151072.19	136680.85	205229.28	211937.18	221063.89	201686.35	238689.71	247228.58	256553.02	174253.72	277123.02	269826.26

Rubros	Años							
	13	14	15	16	17	18	19	20
INGRESOS								
<i>Beneficios valorados</i>	336237.89	347562.68	360142.20	372235.64	384425.04	399344.16	413517.17	428116.14
Total	336237.89	347562.68	360142.20	372235.64	384425.04	399344.16	413517.17	428116.14
EGRESOS								
<i>Inversión</i>								
<i>Costos de operación</i>	35100.81	35100.81	35100.81	62299.46	35100.81	35100.81	35100.81	127560.81
Total	35100.81	35100.81	35100.81	62299.46	35100.81	35100.81	35100.81	127560.81
F.N.C. (B-C)	301137.08	312461.86	325041.39	309936.17	349324.22	364243.35	378416.35	300555.33

Tasa de interés =	0.12	[%]
Vida útil =	20	[años]
Valor actual neto (VAN) =	\$ 355,914.72	
Tasa interna de retorno (TIR) =	15%	
B/C =	1.21	

Elaborado por: Victor Cando

Tabla 104. Flujo de caja determinado para el pavimento rígido

Rubros	Años												
	0	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
INGRESOS													
<i>Beneficios valorados</i>		186173.01	191965.42	240330.09	247037.99	256164.71	263985.81	273790.52	282329.40	291653.83	301814.53	312223.83	325110.82
Total		186173.01	191965.42	240330.09	247037.99	256164.71	263985.81	273790.52	282329.40	291653.83	301814.53	312223.83	325110.82
EGRESOS													
<i>Inversión</i>	1888395.22												
<i>Costos de operación</i>		35100.81	35100.81	35100.81	35100.81	35100.81	35100.81	35100.81	35100.81	35100.81	35100.81	35100.81	35100.81
Total	1888395.22	35100.81	35100.81	35100.81	35100.81	35100.81	35100.81	35100.81	35100.81	35100.81	35100.81	35100.81	35100.81
F.N.C. (B-C)	-1888395.22	151072.19	156864.60	205229.28	211937.18	221063.89	228885.00	238689.71	247228.58	256553.02	266713.72	277123.02	290010.01

Rubros	Años							
	13	14	15	16	17	18	19	20
INGRESOS								
<i>Beneficios valorados</i>	336237.89	347562.68	360142.20	372235.64	384425.04	399344.16	413517.17	428116.14
Total	336237.89	347562.68	360142.20	372235.64	384425.04	399344.16	413517.17	428116.14
EGRESOS								
<i>Inversión</i>								
<i>Costos de operación</i>	35100.81	35100.81	46036.40	46036.40	46036.40	46036.40	46036.40	46036.40
Total	35100.81	35100.81	46036.40	46036.40	46036.40	46036.40	46036.40	46036.40
F.N.C. (B-C)	301137.08	312461.86	314105.80	326199.24	338388.64	353307.76	367480.77	382079.74

Tasa de interes =	0.12	[%]
Vida útil =	20	[años]
Valor actual neto (VAN) =	-\$ 144,925.27	
Tasa interna de retorno (TIR) =	11%	
B/C =	0.93	

Elaborado por: Victor Cando

10.6 Determinación de la alternativa más viable

De acuerdo con los flujos de caja generados por cada una de las alternativas propuestas, se determina que la alternativa más viable en condiciones económicas es la primera, es decir, construir la vía en pavimento flexible; ya que la inversión generará ganancias y, de acuerdo a la relación beneficio/costo por cada dólar invertido, dicho dólar será recuperado y además se obtendrá una ganancia extra de 21 centavos de dólar.

CONCLUSIONES

- ✓ La relación beneficio/costo que se genera al construir la vía en pavimento flexible es de 1.21 mientras que para el pavimento rígido es de 0.93; con lo cual se determina que el proyecto es aceptado, únicamente si se construye la vía con un pavimento flexible debido a que la relación B/C es mayor a 1; es decir que por cada dólar que se invierta, dicho dólar será recuperado y además obtendrá una ganancia extra de \$0.21 ctvs de dólar.
- ✓ El Valor Actual Neto calculado para cada una de las alternativas es de \$355,914.72 para el pavimento flexible y \$-144,925.25 para el pavimento rígido; con lo cual se indica que el proyecto será económicamente rentable si se construye la vía empleando una estructura en pavimento flexible.
- ✓ Para la construcción de la vía en pavimento flexible se gastará \$1,317,913.00 dólares, mientras que para el pavimento rígido el gasto será de \$1,888,395.22, por lo tanto, el pavimento flexible es casi un 43% más rentable que el pavimento rígido.
- ✓ Para el diseño de pavimentos se ha empleado la metodología AASHTO-93, el cual es un método adoptado por el MTOP; de esta manera los espesores de cada capa cubren requisitos mínimos para evitar su falla y el deterioro de la superficie de rodadura, estableciendo así para cada alternativa propuesta los siguientes espesores:
Para pavimento flexible: Mejoramiento de la subrasante, $e = 40$ cm; Sub-base, $e = 30$ cm, Base, $e = 15$ cm; y Carpeta asfáltica, $e = 7.5$ cm.
Para pavimento rígido: Sub-base, $e = 15$ cm y losa de hormigón, $e = 20$ cm.
- ✓ En base a los ensayos de laboratorio y a las especificaciones técnicas, el material de la Mina Copeto Cía. Ltda – Compañía Pétreos del Toachi, califica para ser utilizado en la conformación de la estructura de pavimentos como: material de mejoramiento, material de sub-base, material de base, material para mezclas asfálticas y hormigones. A más que satisface la demanda requerida de material

pétreo para la construcción de la vía sea esta en pavimento flexible o en pavimento rígido.

- ✓ Los riesgos naturales que podrían afectar directamente al proyecto en estudio, en orden de importancia son: peligros por inundación y sísmicos.

- ✓ Realizada la proyección vehicular a un periodo de diseño igual a 20 años, se estima un TPDA de 861 vehículos, con lo cual se determinó mediante la Norma de Diseño Geométrico de Carreteras MOP-2003, que la vía se clasifica como Colectora clase III.

- ✓ La via Mulaute – La Florida, Tramo 3, se desarrolla en su totalidad sobre un terreno ondulado y, al ser considerada como Colectora de clase III de acuerdo con la Normativa MOP-2003, se determina que el diseño geométrico se realice con una velocidad de diseño igual a 80 Km/h.

RECOMENDACIONES

- ✓ Debido a la baja capacidad portante que presenta el suelo de fundación, es recomendable eliminar el material inadecuado y reemplazarlo con un material granular con un CBR mayor al 10%.
- ✓ Para la conformación de la superficie del talud, se recomienda que las pendientes para taludes de corte sean 1H : 2V.
- ✓ Para taludes en terraplenes se recomienda que las pendientes sean 1.5H : 1V.
- ✓ Para abatir el nivel freático elevado, el cual se encuentra presente en toda el área del proyecto, se recomienda la construcción del subdrenaje con las dimensiones especificadas en los planos de detalle. (Ver anexo 9, lámina 4 de 4).
- ✓ En la etapa de construcción, se recomienda verificar que todos los materiales a ser empleados en la realización del proyecto cumplan con las especificaciones técnicas.
- ✓ Es importante verificar que la maquinaria que se emplee en las diferentes actividades del proyecto, se encuentre en perfecto estado de funcionamiento.
- ✓ Por condiciones económicas, se recomienda que la construcción de la vía se la realice empleando el pavimento flexible.
- ✓ Para preservar en buen estado los diferentes elementos que componen la vía y evitar así su deterioro en un corto periodo de tiempo, se recomienda realizar un mantenimiento vial rutinario de la siguiente manera:
 - Para pavimento flexible:
 - En el primer año de operación se considera realizar la limpieza de cunetas y alcantarillas.
 - Desde el segundo año hasta el quinto año de operación se considera realizar la limpieza de cunetas, alcantarillas y el tratamiento superficial bituminoso (slurry).

- Desde el sexto año hasta el noveno año de operación se considera realizar la limpieza de cunetas, alcantarillas, el tratamiento superficial bituminoso (slurry) y el bacheo.
- Al décimo año de operación, será necesario realizar el fresado de la estructura del pavimento existente.
- Para pavimento rígido:
 - Desde el primero hasta el décimo cuarto año de operación se considera realizar la limpieza de cunetas y alcantarillas.
 - Desde el décimo quinto hasta el vigésimo año de operación se considera realizar la limpieza de cunetas, alcantarillas y el sellado de juntas.

LISTA DE REFERENCIAS

- AASHTO 93, Desing Procedures For New Pavements. (1998). *Diseño de pavimentos (AASHTO-93) en castellano*. San Juan: s.e.
- Altamirano Cortez, I. M., & Abarca Jaramillo, A. A. (julio de 2014). *UPS-ST001489. DISEÑO DEL MEJORAMIENTO VIAL CON DRENAJE DE LA VIA PRINCIPAL DE ACCESO "LA MOYA" Y DISEÑO DE ALCANTARILLA EN EL SECTOR DE MIRAFLORES ALTO*. Obtenido de Repositorio Digital-UPS: <http://dspace.ups.edu.ec/bitstream/123456789/9136/1/UPS-ST001489.pdf>
- Cárdenas Fonseca, G. E. (23 de octubre de 2014). *Tesis 827 - Cárdenas Fonseca Gabriela Estefanía EL SISTEMA DE COMUNICACIÓN ENTRE LA PARROQUIA 10 DE AGOSTO Y LAS COMUNIDADES SAN LUIS Y JUAN DE VELASCO PERTENECIENTE AL CANTÓN PASTAZA, PROVINCIA DE PASTAZA Y SU INCIDENCIA EN LA CALIDAD DE VIDA DE SUS HABI*. Obtenido de REPOSITO DIGITAL Universidad Técnica de Ambato: <http://repositorio.uta.edu.ec/bitstream/123456789/8329/1/Tesis%20827%20-%20C%C3%A1rdenas%20Fonseca%20Gabriela%20Estefan%C3%ADa.pdf>
- GAD Municipal de Santo Domingo. (14 de noviembre de 2014). *PDOT MUNICIPIO SD - AGENDA_14-11-2014. PLAN DE DESARROLLO Y ORDENAMIENTO TERRITORIAL 1 PDOT 20*. Obtenido de http://app.sni.gob.ec/visorseguimiento/DescargaGAD/data/sigadplusdiagnostico/PDOT%20MUNICIPIO%20SD%20-%20AGENDA_14-11-2014.pdf
- GAD Municipal de Santo Domingo. (23 de julio de 2015). *1. PDOT 2030 SANTO DOMINGO 2030 El Futuro de Chilachi to Santo Domingo 2030 el futuro de Chilachito*. Obtenido de GAD Municipal Santo Domingo Chilachito: <http://www.santodomingo.gob.ec/docs/transparencia/2015/julio/anexo%20julio/PDOT%20SANTO%20DOMINGO%202030/1.%20PDOT%202030%20SANTO%20DOMINGO%202030%20El%20Futuro%20de%20Chilachi%20to.pdf>

- GAD Provincia de Pichincha. (21 de junio de 2002). *129_cantonsantodomingo Cantón Santo Domingo*. Obtenido de Gobierno de Pichincha Eficiencia y Solidaridad:
http://www.pichincha.gob.ec/phocadownload/pgd/2carcantyparr/9stodom/129_cantonsantodomingo.pdf
- GAP Morona Santiago. (20 de diciembre de 2014). *EsIASigsigualaquiza ESIA Y PLAN DE MANEJO AMBIENTAL DEL PROYECTO MEJORAMIENTO A NIVEL DE CARPETA ASFÁLTICA DE LA VÍA SIGSIG-GUALAQUIZA, TRAMO EL IDEAL LA PRADERA-SAN JOSÉ, LONGITUD 18 KM*. Obtenido de GAD Provincial MORONA SANTIAGO:
http://www.moronasantiago.gob.ec/images/ESTUDIO_IMPACTO_AMBIENTAL/EsIASigsigualaquiza.pdf
- Google earth. (2015). *Google earth*.
- Gordon, K., & James, S. (2005). *Ingeniería de Caminos Rurales*. s.c: s.e.
- Grisales, J. C. (2002). *Diseño Geométrico de Carreteras*. Bogotá, D.C.: s.e.
- IBCH. (18 de 05 de 2006). *jepu Lineamientos Generales Para El Diseño Geométrico De Juntas*. Obtenido de Instituto Boliviano del Cemento y el Hormigón:
http://www.ibch.com/index.php?option=com_remository&Itemid=&func=filinfo&id=16
- INAMHI. (1999). *Estudio de lluvias intensas*. Quito: s.e.
- INAMHI. (agosto de 2015). *HIDROGEOLOGIA_2 EDICION_2014. Introducción a la Hidrogeología del Ecuador 2da Edición*. Obtenido de Instituto Nacional de Meteorología e Hidrología.
- INAMHI. (s.f.). *Sinmiedos*. Obtenido de <http://sinmiedosec.com/anuarios-meteorologicos-del-inamhi/>
- INEC. (30 de octubre de 2014). *Anuario_de_Estad_de_Transporte_2013. Anuario de Estadísticas de Transporte*. Obtenido de Instituto Nacional de Estadística y Censos:
<http://www.ecuadorencifras.gob.ec/documentos/web->

inec/Estadisticas_Economicas/Estadistica de
Transporte/Publicaciones/Anuario_de_Estad_de_Transporte_2013.pdf

INEN. (2011). *ec.nte.0872.2011. NTE INEN 0872 (2011) (Spanish): Áridos para hormigón. Requisitos*. Obtenido de Servicio Ecuatoriano de Normalización: <https://law.resource.org/pub/ec/ibr/ec.nte.0872.2011.pdf>

Ing. Calo, D. (2008). *Diseño de Pavimentos Rígidos*. Córdoba: s.e.

INIGEMM. (1986). *Carta Geológica de Santo Domingo*.

Instituto Colombiano de Productores de Cemento (ICPC). (s.f.). *Métodos de diseño de pavimentos de concreto (AASHTO)*.

Instituto Ecuatoriano de Normalización. (2011). *Señalización Vial. Parte 1. Señalización Vertical*. Quito: s.e.

Instituto Ecuatoriano de Normalización. (2011). *Señalización Vial. Parte 2. Señalización Horizontal*. Quito: s.e.

Kraemer, C., & Del Val, M. Á. (2004). *Ingeniería de Carreteras Vol. II*. S.A. MCGRAW-HILL / INTERAMERICANA DE ESPAÑA.

Lemos R., R. A. (1999). *Drenaje Vial Superficial y Subterráneo*. s.c: Departamento de Hidráulica, Facultad de ingeniería Civil, Universidad del Cauca.

MAGAP. (2015). *Geoportal del Agro Ecuatoriano*. Obtenido de <http://geoportal.agricultura.gob.ec/mapas-provinciales>

Maldonado Ventura, O. (26 de febrero de 2011). *Definición de término*. Obtenido de Scribd: <https://es.scribd.com/doc/50836287/Definicion-de-terminos-carreteras>

MDI. Meixueiro Garmendia, J., Lic. Pérez Cruz, M. A., & Dra. Mascle Allemand, A. L. (11 de 08 de 2009). *metodologia_caminos_rurales METODOLOGÍA DE EVALUACIÓN PARA CAMINOS RURALES*. Obtenido de Centro de Estudios para la Preparación y Evaluación Socioeconómica de Proyectos: http://www.cepep.gob.mx/work/models/CEPEP/metodologias/documentos/metodologia_caminos_rurales.pdf

Método AASHTO 93 Para el Diseño de Pavimentos Rígidos. (23 de agosto de 2006). *1_102_181_62_936 MÉTODO AASHTO 93 PARA EL DISEÑO DE PAVIMENTOS RIGIDOS*. Obtenido de Universidad de Piura (Biblioteca Central):

http://www.biblioteca.udep.edu.pe/bibvirudep/tesis/pdf/1_102_181_62_936.pdf

Ministerio de Transporte e Infraestructura (Nicaragua). (2008). *Manual para la revisión de diseños de pavimentos*. octubre: s.e.

Ministerio de Transporte e Infraestructura. (2008). *Manual para la Revisión de Estudios Hidrotécnicos de Drenaje Menor*. Managua: s.e.

Ministerio de Transporte y Obras Públicas. (1 de julio de 2013). *01-07-2013_ConcursoPublico_StoDomingo-Esmeraldas_Anexo-03-geologia-geotecnia Anexo No 3. Geología y Geotecnia* . Obtenido de Ministerio de Transporte y Obras Públicas: http://www.obraspublicas.gob.ec/wp-content/uploads/downloads/2013/07/01-07-2013_ConcursoPublico_StoDomingo-Esmeraldas_Anexo-03-geologia-geotecnia.pdf

Ministerio de Transportes y Comunicaciones (Perú). (2008). *Manual de diseño de carreteras pavimentadas de bajo volumen de tránsito*. Lima: s.e.

Ministerio del Ambiente. (10 de septiembre de 2004). *LEY-DE-GESTION-AMBIENTAL LEY DE GESTION AMBIENTAL, CODIFICACION*. Obtenido de Ministerio del Ambiente: <http://www.ambiente.gob.ec/wp-content/uploads/downloads/2012/09/LEY-DE-GESTION-AMBIENTAL.pdf>

Ministerio del Ambiente. (6 de julio de 2009). *a672380b8bfa0c047615a8947c7fc12492c79caf Resolución No 202*. Obtenido de Ministerio del Ambiente: <http://serviciosportal.ambiente.gob.ec/uploads/licencias/a672380b8bfa0c047615a8947c7fc12492c79caf.pdf>

- Ministerio del Ambiente. (7 de noviembre de 2013). *am114 Acuerdo No 114*.
Obtenido de Ministerio del Ambiente:
<http://sociobosque.ambiente.gob.ec/files/images/articulos/archivos/am114.pdf>
- Ministerio del Ambiente. (11 de marzo de 2014). *AM-006-REFORMA-AL-AM-068V4 Acuerdo Ministerial No. 006*. Obtenido de Ministerio del Ambiente:
<http://www.ambiente.gob.ec/wp-content/uploads/downloads/2014/03/AM-006-REFORMA-AL-AM-068V4.pdf>
- MINTRANSPORTE (Colombia). (2015). *Manual de señalización vial*. s.e.
- MOP. (2003). *Normas de Diseño Geométrico de Carreteras - 2003*. Quito: s.e.
- MOP-001-F-2002. (2002). *Especificaciones Generales para la Construcción de Caminos y Puentes*. Quito: s.e.
- MTOP Norma Ecuatoriana Vial NEVI-12. (2013). *Normas para Estudios y Diseño Vial; Volumen No 2 - Libro A*. Quito: s.e.
- MTOP Norma Ecuatoriana Vial NEVI-12. (2013). *Normas para Estudios y Diseño Vial; Volumen número 2 - Libro B*. Quito: s.e.
- NEC. (s.f.). *NEC-SE-DS. Norma Ecuatoriana de la Construcción*. Obtenido de Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda:
<http://www.habitatyvivienda.gob.ec/wp-content/uploads/downloads/2014/08/NEC-SE-DS.pdf>
- Ramos Lachi, J. (29 de agosto de 2008). *ENSAYO DE CBR*. Obtenido de Scribd:
<https://es.scribd.com/doc/5256272/INFORME-CBR>
- Saavedra Salazar, L. E. (20 de Noviembre de 2013). *Perfilado y compactación a nivel de subrasante*. Obtenido de Scribd:
<https://es.scribd.com/doc/185754784/PERFILADO-Y-COMPACTACION-A-NIVEL-DE-SUBRASANTE>
- Salgado N., A. (1989). *Caminos en el Ecuador*. Quito: s.e.
- Sánchez Proaño, R. G. (enero de 2009). *CD-2623. DIAGNÓSTICO Y RECOMENDACIÓN DE POLÍTICAS TÉCNICAS AMBIENTALES PARA EL*

CONSEJO PROVINCIAL DE SANTO DOMINGO DE LOS TSACHILA.

Obtenido de DSpace:

<http://bibdigital.epn.edu.ec/bitstream/15000/1148/1/CD-2623.pdf>

Universidad Politécnica Salesiana (Lab. de Suelos y Materiales). (2013). *Estudio Geotécnico-Vial para los Estudios de Ingeniería y Diseño Definitivo a nivel de Carpeta Asfáltica de la Av. Turubamba, Sector Sur Centro de la Ciudad de Quito, Provincia de Pichincha.* Quito.

Universidad Politécnica Salesiana (Lab. de Suelos y Materiales). (2015). *Estudio de los Materiales Pétreos de la Mina Copeto-Toachi .* Quito.

Ven Te Chow. (2004). *Hidráulica de canales abiertos.* Santafé de Bogotá: McGRAW-HILL INTERAMERICANA S.A.

Wikipedia. (2015). *Wikipedia.* Obtenido de https://es.wikipedia.org/wiki/Provincia_de_Santo_Domingo_de_los_Ts%C3%A1chilas