

CAPÍTULO I

INTRODUCCIÓN

La historia de la humanidad es la historia de los caminos y siempre estos han cumplido análogas funciones en relación con el desarrollo y la tecnología. Cuando las ciudades de las primeras civilizaciones empezaron a aumentar en tamaño y densidad en población, la comunicación con otras regiones se tornó necesaria la construcción de caminos para hacer llegar alimentos o transportarlos a otros consumidores.

El crecimiento de la población hace que existan más necesidades de crecimiento de producción de alimentos básicos, por lo que los productores buscan aumentar áreas de cultivo, alejándose cada vez más de las vías principales como las vías nacionales y departamentales, por lo que se hacen necesarios hacer el mejoramiento de nuevas vías de comunicación, para el transporte de los productos cultivados en la zona.

Las condiciones sociales y de producción en general y particularmente de la zona rural en estudio, se han visto sumamente afectadas por motivos del deterioro de los accesos viales a la zona de producción agrícola con respecto a los mercados de consumo, este efecto va afectando también la calidad de vida de las familias de los productores de la zona, con el alza incontrolable de tarifas y fletes, pérdidas de la producción, reducción de ingreso y empleo rural, incremento de la pobreza, etc. las que son generadas por el deterioro y mal estado del camino vecinal.

Con el presente proyecto se pretende dar una propuesta para el mejoramiento del estado de la vía y garantizar el buen servicio de transitabilidad a los productores, por lo que la investigación desarrollará un aporte y contribución a la sociedad, conscientes de la problemática vial. Este aporte consiste básicamente en una propuesta de diseño geométrico a nivel de afirmado partiendo de diferentes estudios preliminares y beneficiar a los sectores como Sella Méndez y Carachimayo, de la provincia Méndez y atender las necesidades de estos sectores de producción. El diseño sigue la normativa de la administradora boliviana de carreteras (ABC).

Con la elaboración del presente trabajo, se brinda el documento “DISEÑO DE INGENIERÍA MEJORAMIENTO DE CAMINO TRAMO SELLA MÉNDEZ – CARACHIMAYO”

1.1 JUSTIFICACIÓN DEL ESTUDIO

La ejecución del presente proyecto de mejoramiento vial se traduce en beneficios significativos, tanto desde el punto de vista social como económico.

Las condiciones y capacidad son deplorables del tramo a estudiar, técnicamente se encuentran limitadas implicando molestias y riesgos a los usuarios de la zona.

Los factores que evidencian estas limitaciones son:

Trazado geométrico no fue diseñado.

Drenaje deficiente en la conducción de aguas de lluvia que se evidencia en los rasgos de erosión por no tener una estructura de evacuación.

Capa de rodadura con rápido deterioro por las condiciones climáticas y de humedad

Falta de señalización tanto horizontal como vertical que influye directamente en la circulación vehicular, así como en la seguridad.

Otro punto importante para la elaboración de este proyecto contempla poder dar un conocimiento más amplio de las características, condiciones y métodos que se emplean en el diseño de una carretera a base de pavimento, así también todos y cada uno de los reglamentos, leyes y restricciones que se deberá tomar en cuenta para poder realizarlo y comprender más a fondo tanto el diseño como la construcción de carreteras en Tarija.

1.2 SITUACIÓN PROBLÉMICA: PROBLEMA

1.2.1 Situación problemática

Las condiciones del camino Sella Méndez – Carachimayo presenta una superficie de rodamiento de material no selecto o terreno natural con alto grado de deterioro, estas condiciones no permiten una buena transitabilidad para los usuarios frecuentes de dicho camino.

Debido al camino que no posee drenajes longitudinales y muy pocos transversales esto provoca que en época lluviosa agrave más la situación, ya que deteriora con más rapidez la superficie de rodaje, lo cual hace que la circulación del tráfico quede interrumpida. Podemos apreciar que los efectos que ocasiona son los altos costos de transporte, pérdidas económicas, limitado acceso, contaminación del medio ambiente, los mismos que se

traducen en un menor flujo vehicular, deficiente comercialización, salud y presencia de enfermedades a consecuencia del polvo que se genera en el tramo de la carretera.

Por los aspectos presentados anteriormente, enfocamos la investigación para plantear una propuesta de mejoramiento que resuelva los problemas que presenta las condiciones actuales del tramo Sella Méndez – Carachimayo, mediante la elaboración del diseño geométrico y estructural en este tramo. Utilizando todos los lineamientos técnicos necesarios para presentar un soporte de los cálculos y modificaciones que se puedan efectuar.

1.2.2 Problema

¿Cuál será la alternativa técnica, económica, social y ambiental de la estructura del pavimento que sea la más factible para el mejoramiento de camino tramo Sella Méndez – Carachimayo?

1.3 OBJETIVOS

1.3.1 Objetivo general

Realizar el diseño de ingeniería para el mejoramiento del camino tramo Sella Méndez – Carachimayo, aplicando las normas de la administradora boliviana de carreteras (ABC), para solventar las necesidades actuales en la zona, a la vez que presente seguridad, calidad y estética en todos los elementos que lo conforman.

1.3.2 Objetivos específicos

- Determinar la representación gráfica de la superficie terrestre del sector a partir de un levantamiento topográfico.
- Analizar las condiciones del suelo, mediante los diferentes ensayos de laboratorio regulado bajo las normativas del manual de ensayos de suelos y materiales de la ABC.
- Registrar el número y tipo de vehículos que circulan por el tramo Sella Méndez – Carachimayo.
- Estimar los caudales máximos de la zona de influencia de la carretera.
- Seleccionar la mejor alternativa estructural del pavimento que sea la más óptima tanto técnica como económica.

- Calcular el presupuesto del proyecto.

1.4 ALCANCES DEL PROYECTO

Estudio de tránsito vehicular

El diseño geométrico del tramo estará basado en datos obtenidos del aforo de tránsito, realizado mediante el método manual.

Estudio topográfico

El levantamiento topográfico se realizará utilizando un equipo y métodos convencionales, para la obtención de datos de altimetría y planimetría ubicando de igual manera las obras de infraestructura existentes en el tramo.

Alineamiento horizontal y vertical

Se definirán las pendientes, radios de curvatura, alineamientos horizontal y vertical, junto con todos los demás elementos que definen el diseño final de la ruta, haciendo uso de normas y especificaciones locales vigentes.

Proyecto de la subrasante

Por el método de la curva masa se estimarán los volúmenes de terracería (corte – relleno) que serán necesarios para el trazado del nivel de la rasante.

Diseño estructural del pavimento

El estudio de suelos en puntos estratégicos ayudara a obtener un diagnóstico de las condiciones actuales de los elementos que componen la estructura del tramo en estudio, con esto lograremos el cálculo de los espesores de las capas que constituyen la estructura del firme de la carretera.

Diseño hidrológico

Las condiciones hidrológicas nos servirán para proponer las diferentes obras que se utilizan para el control de drenajes de las escorrentías que recorren la ruta. Basándonos en datos obtenidos en la estación meteorológica más cercana.

Presupuesto del proyecto

Se presentará un análisis de costos unitarios de las diferentes partidas que componen la propuesta, tomando como base los costos que se manejan en el medio.

Memoria de cálculo y planos

Se presentarán las memorias de calculo que se realizaron en las diferentes etapas de la propuesta, los elementos del diseño geométrico se presentaran en planos donde se detallaran los componentes que lo forman.

CAPÍTULO II

MARCO TEÓRICO

2.1 TOPOGRAFÍA

La topografía es una ciencia aplicada que a partir de principios, métodos y con la ayuda de instrumentos permite representar gráficamente las formas naturales y artificiales que se encuentran sobre una parte de la superficie terrestre, como también determinar la posición relativa o absoluta de puntos sobre la tierra.

Los procedimientos destinados a lograr la representación gráfica se denominan levantamiento topográfico y al producto se le conoce como plano, el cual contiene la proyección de los puntos de terreno sobre un plano horizontal, ofreciendo una visión en planta del sitio levantado. El levantamiento consiste en la toma o captura de los datos que conducirán a la elaboración de un plano, así mismo, a partir de los diseños, contenidos en planos para la construcción de las obras civiles en general, se realiza la localización o materialización del proyecto en terreno. La localización consiste en ubicar en el sitio todos los puntos que hacen posible la construcción de una obra de ingeniería.

Divisiones de la topografía

La topografía se divide en planimetría y altimetría.

Planimetría

Puede entenderse a la planimetría como la parte de la topografía dedicada al estudio de los procedimientos y los métodos que se ponen en marcha para lograr representar a escala los detalles de un terreno sobre una superficie plana. Lo que hace la planimetría es prescindir del relieve y la altitud para lograr una representación en dirección horizontal.

Altimetría

La altimetría es la parte de la topografía que estudia el conjunto de métodos y procedimientos para determinar y representar la altura; también llamada "cota", de cada uno de los puntos, respecto de un plano de referencia. Con la altimetría se consigue representar el relieve del terreno, (planos de curvas de nivel, perfiles, etc.). También consiste en la determinación de las diferencias de nivel existentes entre dos o más puntos

del terreno. Para poder conocer estas diferencias de nivel se debe medir la distancia vertical directa o indirectamente, a esta operación se denomina nivelación.

Curvas de nivel

Curvas de nivel son líneas que, en un mapa, unen puntos de la misma altitud, por encima o por debajo de una superficie de referencia, que generalmente coincide con la línea del nivel del mar y tienen el fin de mostrar el relieve del terreno.

Las curvas de nivel pueden construirse interpolando una serie de puntos de altitud conocida o a partir de la medición en el terreno, utilizando la técnica de la nivelación.

Tipos de curvas de nivel

Curva índice

Es la curva de nivel que representa un valor exacto de elevación, generalmente es múltiplo de 10. Lleva siempre rotulado el valor de su cota. Se la dibuja con un trazo más acentuado.

Curva intermedia

Es la curva de nivel que se halla entre las curvas índice, la cual nos permite intensificar las formas del terreno y sus características. Se la dibuja con un trazo mucho más fino que la anterior, y no llevan rotulo del valor de su cota.

Curva suplementaria

Curva de nivel que permite obtener más detalle de la forma del terreno en los lugares de terreno con poco relieve, mostrando aquellas características notables que no llegan al valor de cota de las curvas intermedias. Se las dibuja con segmentos de trazo fino y llevan su valor de cota.

Levantamientos

Conjunto de operaciones requeridas para obtener la posición de puntos.

La topografía es una de las artes más antiguas e importantes porque, como se ha observado, desde los tiempos más remotos ha sido necesario marcar límites y dividir terrenos. En la era moderna, la topografía se ha vuelto indispensable. Es difícil imaginar

un proyecto de ingeniería por sencillo que esta sea, en el que no se tenga que recurrir a la topografía en todas y cada una de sus fases.

Tipos de levantamientos

Levantamientos de control

Red de señalamientos horizontales y verticales que sirven como marco de referencia para otros levantamientos.

Levantamientos topográficos

Determinan la ubicación de características o accidentes naturales y artificiales, así como las elevaciones usada en la elaboración de mapas.

Levantamientos catastrales de terreno y de linderos

Normalmente se trata de levantamientos cerrados y ejecutados con el objetivo de fijar límites de propiedad y vértices.

Levantamientos hidrográficos

Definen la línea de playa y las profundidades de lagos, corrientes, océanos, represas y otros cuerpos de agua.

Levantamientos de rutas

Se efectúan para planear, diseñar y construir carreteras, ferrocarriles, líneas de tuberías y otros proyectos lineales. Estos normalmente comienzan en un punto de control y pasan progresivamente a otro, de la manera más directa posible permitida por las consideraciones del terreno.

Levantamientos terrestres, aéreos y por satélite

Son los que integran mediciones electrónicas, fotogrametría terrestre y aérea, y los sistemas de posicionamiento global.

2.2 GEOTECNIA

La geotecnia más concretamente la mecánica de suelos, viene a demostrarnos que el terreno se comporta como una estructura más, con unas características físicas propias como densidad, porosidad, módulo de balasto, talud natural y cohesión o ángulo de

rozamiento interno que le confieren ciertas propiedades resistentes ante diversas solicitaciones.

2.2.1 Propiedades físico mecánicas de los suelos para subrasante

La subrasante es definida como el suelo preparado y compactado para soportar la estructura de un sistema de pavimento.

Estas propiedades de los suelos que constituyen la subrasante, son las variables más importantes que se deben considerar al momento de diseñar una estructura de pavimento. Las propiedades físicas se mantienen invariables, aunque se sometan a tratamientos tales como homogenización, compactación, etc., sin embargo, ambas propiedades cambiarían cuando se realicen en ellos procedimientos de estabilización, a través de procesos de mezclas con otros materiales (cemento, cal, puzolanas, etc.) o mezclas con químicos.

Para conocer las propiedades de los suelos en un proyecto, es necesario tomar muestras en todo el desarrollo del mismo (calicatas), posteriormente en el laboratorio se determinarán sus propiedades.

Los ensayos que definen las principales propiedades de los suelos en carreteras son:

Contenido de humedad

Granulometría

Límites de Atterberg (líquido e índice plástico)

Compactación

Valor soporte CBR.

2.2.2 Clasificación de suelo

La clasificación de suelos es el indicador de las propiedades físico – mecánicas que tienen los suelos. Las clasificaciones de suelos usadas para el proyecto son: AASTHO y USCS.

Clasificación AASTHO

La clasificación que mejor describe y determina las propiedades de un suelo a usarse como subrasante es la clasificación de AASTHO, las primeras variables son: la granulometría y

la plasticidad. En términos generales, un suelo conforme a su granulometría se clasifica así:

Grava: De un tamaño menor a 76,2 mm (3") hasta tamiz N° 10 (2 mm)

Arena gruesa: De un tamaño menor a 2mm hasta tamiz N° 40 (0,425 mm)

Arena fina: De un tamaño menor a 0,425 mm hasta tamiz N° 200 (0,075 mm)

Limos y arcillas: Tamaños menores de 0,075 mm

Conforme AASTHO, un suelo fino es el que tiene mas del 35% que pasa el tamiz N°200 (0,075 mm), los cuales se clasifican como A-4, A-5, A-6 o A-7. Dos suelos considerados finos que tengan granulometrías similares, pueden llegar a tener propiedades diferentes dependiendo de su plasticidad, cualidad que se analiza en el suelo que pasa el tamiz N° 40; dichas propiedades de plasticidad, se analizan conforme las pruebas de límites de Atterberg, las cuales son:

Límite Líquido o LL: Es el estado de un suelo, cuando pasa de un estado plástico a un estado semilíquido.

Límite Plástico o LP: Es la frontera entre el estado plástico y el semisólido de un suelo.

Índice Plástico o IP: Es la diferencia entre LL y LP, que nos indica la plasticidad del material.

De lo descrito anteriormente, se concluye que para los suelos gruesos, la propiedad más importante es la granulometría y para los suelos finos son los límites de Atterberg.

Clasificación ASTM

La clasificación ASTM, conocida también como USCS (Unified Soil Classification System), es una clasificación en forma de árbol binario en el que, salvo excepciones, cada rama se divide en dos. Las propiedades utilizadas son la granulometría para las gravas y las arenas y la plasticidad para los finos. También se utiliza el contenido de materia orgánica para la clasificación de los materiales finos.

Los suelos se clasifican con dos letras. La primera de ellas es la inicial de la palabra inglesa que designa el tipo de suelo, mientras que la segunda es un adjetivo calificativo, referida en algunos casos a características de la curva granulométrica, en otros a la cantidad de

finos y en otros a la plasticidad de estos. En la tabla 1 se indican las letras utilizadas con su significado.

La clasificación de los finos se realiza mediante la carta de Casagrande, en la que se representan el LL en el eje de abscisas y el IP en el de ordenadas, interviniendo la denominada línea A, que es una función de ambos índices. La ecuación de la línea es:

$$IP = 0.73 \times (LL - 20)$$

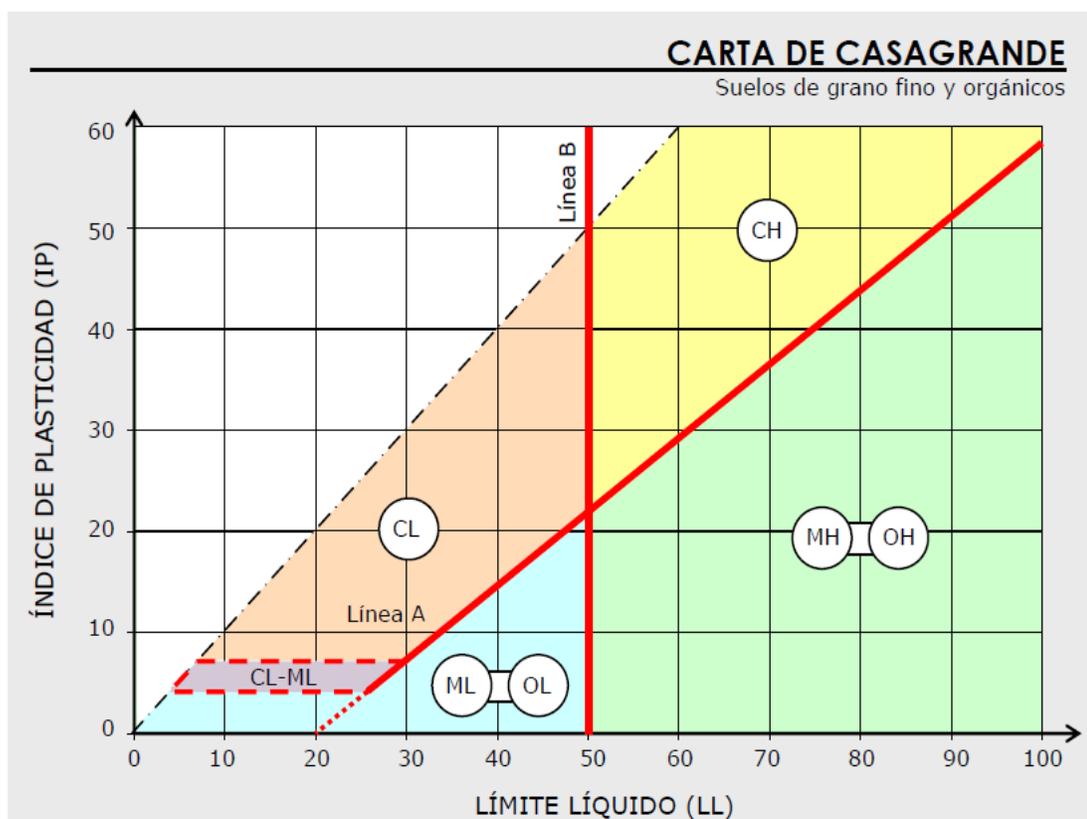
En la carta de Casagrande, la representación de los resultados obtenidos en suelos finos de similar naturaleza se sitúa en zonas sensiblemente paralelas a la línea A.

Tabla 1. Letras utilizadas en la clasificación ASTM.

Primera letra	Palabra	Segunda letra	Palabra
G	Grava (Gravel)	W	Bien graduado (Well graded)
S	Arena (Sand)	P	Mal graduado (Poorly graded)
M	Limo (Mo, en sueco)	M	Limoso (Mo, en sueco)
C	Arcilla (Clay)	C	Arcilloso (Clayey)
O	Organico (Organic)	L	Baja plasticidad (Low plasticity)
PT	Turba (Peat)	H	Alta plasticidad (High plasticity)

Fuente: Manual de carreteras, Luis Bañon Blazquez.

Figura 1. Carta de Casagrande para los suelos cohesivos.



Fuente: Manual de carreteras, Luis Bañon Blazquez

2.3 HIDROLOGÍA, HIDRÁULICA Y DRENAJE

2.3.1 Hidrología

El propósito fundamental del estudio hidrológico en el diseño de proyectos de infraestructura vial, se concentra en la estimación del caudal (Q) de diseño a considerar para cada una de las estructuras de drenaje.

Para el cálculo de los caudales de diseño de las estructuras de drenaje de una vía, se requiere de la aplicación de metodologías que se soportan en registros históricos de precipitación, de donde se deducen las curvas de intensidad frecuencia duración, estas suministran la información de intensidad de lluvia requerida para la duración y frecuencia dadas.

En términos simples, el estudio hidrológico se divide en 5 pasos característicos:

Elección del período de retorno (T).

Caracterización hidrográfica del área de estudio.

Recopilación de datos meteorológicos.

Análisis de los datos hidrológicos.

Estimación de los caudales de diseño.

2.3.1.1 Elección del periodo de retorno para diseño (T)

En la elección del período de retorno, frecuencia o probabilidad a utilizar en el diseño de una obra, es necesario considerar la relación existente entre la probabilidad de excedencia de un evento, la vida útil de la estructura y el riesgo de falla aceptable, dependiendo, este último, de factores económicos, sociales, ambientales, técnicos y otros.

La confiabilidad del diseño, representada por la probabilidad de que no falle la estructura durante el transcurso de su vida útil, considera el hecho que no ocurra un evento de magnitud superior a la utilizada en el diseño durante la vida útil, es decir, no debe presentarse un evento de magnitud superior a la usada en el diseño durante el primer año de funcionamiento de la estructura, durante el segundo, y así sucesivamente. Dado que la probabilidad de ocurrencia para cada uno de estos eventos es independiente, la probabilidad de falla o riesgo (r) durante el período de vida útil de la estructura se determina mediante la siguiente expresión, en función del período de retorno (T , años) y la vida útil (n , años):

$$R = 1 - \left(1 - \frac{1}{T}\right)^n$$

Donde:

R = Probabilidad de falla o riesgo

T = Período de retorno (años)

n = Vida útil (años)

Teniendo presente estos conceptos, se deberán emplear para el diseño de las diferentes obras de drenaje de carreteras y caminos, como mínimo los períodos de retorno de diseño que se señalan en la tabla 2.

Tabla 2. Periodo de retorno de diseño.

Tipo de obra	Tipo de ruta	Periodo de retorno (T años)		Vida útil supuesta (n; años)	Riesgo de falla (%)	
		Diseño (3)	Verificación (4)		Diseño	Verificación
Puentes y viaductos (1)	Carretera	200	300	50	22	15
	Camino	100	150	50	40	28
Alcantarillas ($S > 1,75m^2$) o Ht errap $\geq 10m$ y Estructuras enterradas (2)	Carretera	100	150	50	40	28
	Camino	50	100	30	45	26
Alcantarillas ($S < 1,75m^2$)	Carretera	50	100	50	64	40
	Camino	25	50	30	71	45
Drenaje de la plataforma	Carretera	10	25	10	65	34
	Camino	5	10	5	67	41
Defensas de riberas	Carretera	100	-	20	18	-
	Camino	100	-	20	18	-

(1) En el caso de Viaductos, el cálculo de caudales en crecida está destinado a calcular la socavación en las fundaciones de las Pilas. Iguales T se empleará para el cálculo de socavaciones en puentes.

(2) Las Alcantarillas de drenaje construidas bajo terraplenes de altura ≥ 10 m deben diseñarse para estos Períodos de Retorno, cualquiera sea su Sección. En esta misma categoría se clasificarán las estructuras proyectadas bajo el nivel del terreno natural circundante, destinadas al cruce desnivelado de dos vías.

(3) Para la etapa de diseño de puentes y defensas de ribera, la revancha mínima asociada a la cota de aguas máximas para el período de retorno de diseño debe ser de 1,0 m.

(4) Para la verificación hidráulica de Puentes se considerará que la revancha asociada a la cota de aguas máximas para el período de retorno de verificación puede reducirse a 0,30 m.

Fuente: Manual de hidrología y drenaje, ABC.

2.3.1.2 Caracterización hidrográfica del área de estudio

Al efectuar un estudio de la esorrentía superficial en una cuenca, se necesita hacer el análisis de las características físicas de ella y los conceptos que de estas se derivan, ya que de estas características dependerá directamente la magnitud del caudal de diseño en su punto de evacuación.

Las características físicas de las cuencas se clasifican en dos grupos, las que controlan el volumen de escurrimento, tales como el área y el tipo de suelo; y las que condicionan la velocidad de respuesta, como lo es el tiempo de concentración.

Delimitación del área de la cuenca

El área de la cuenca corresponde a la superficie de la proyección horizontal de la zona delimitada por la línea divisoria de aguas, el extremo paralelo al eje de la carretera en estudio y el lugar exacto de la obra. El borde de la cuenca se define por los puntos topográficos que al recibir precipitación vierten a la hoya considerada, estableciendo así, la línea lindante con las cuencas adyacentes.

Tiempo de concentración (T_c)

El tiempo de concentración se define como el lapso de tiempo, bajo precipitación constante, que tarda el agua en ir desde el punto más distante hidráulicamente definido dentro la cuenca hasta el punto de evacuación o control y puede estimarse mediante las fórmulas empíricas comúnmente usadas y recomendadas por diversos autores.

Las tablas 3 y 4 resumen las expresiones que se han propuesto para estimar el tiempo de concentración en distintos casos. Por ser este tipo de expresiones producto de resultados empíricos, obtenidos bajo ciertas condiciones particulares, es necesario tener presente que debe juzgarse cualitativamente la factibilidad física del resultado entregado, previo a su aceptación. Como norma general, el tiempo de concentración no debe ser inferior a 10 minutos, salvo que se tengan mediciones en terreno que justifiquen adoptar valores menores.

Tabla 3. Fórmulas para el cálculo del tiempo de concentración.

Autor	Ecuación	Descripción	Unidades
Temez	$Tc = 0,3\left(\frac{L}{S_0^{0,25}}\right)^{0,75}$	Tiempo de concentración (Tc)	h
		Longitud de cauce principal (L)	km
		pendiente del cauce principal (So)	%
Kirpich	$Tc = \frac{0,02 L^{0,77} S^{-0,385}}{60}$	Tiempo de concentración (Tc)	h
		Longitud máxima a la salida (L)	m
		Pendiente media del lecho (S)	m/m
Giandotti	$Tc = \frac{4\sqrt{S} + 1,5L}{0,8\sqrt{H}}$ $\frac{L}{3.600} \geq Tc \geq \frac{L}{3.600 + 1,5}$	Tiempo de concentración (Tc)	h
		Área de la cuenca (S)	km ²
		Longitud del cauce principal (L)	km
		Diferencia de nivel (H)	m
Ventura-Heras	$Tc = a \frac{S^{0,5}}{i}$ $0,05 \leq a \leq 0,5$ $a = \frac{L}{\sqrt{S}}$	Tiempo de concentración (Tc)	h
		Pendiente media del cauce principal (i)	%
		Área de la cuenca (S)	km ²
		Longitud del cauce principal (L)	km
Passini	$Tc = a \frac{(SL)^{1/2}}{i^{0,5}}$ $0,04 \leq a \leq 0,13$ $a = \frac{L}{\sqrt{S}}$	Tiempo de concentración (Tc)	h
		Pendiente media del cauce principal (i)	%
		Área de la cuenca (S)	km ²
		Longitud del cauce principal (L)	km
Dirección general de carreteras	$Tc = 0,3\left(\frac{L}{J^{1/4}}\right)^{0,76}$	Tiempo de concentración (Tc)	h
		Pendiente media del cauce principal (L)	
		diferencia de nivel (J)	m
		Longitud del cauce principal (L)	km

Fuente: Elaboración propia en base a recopilación bibliográfica.

Tabla 4. Fórmulas para el cálculo del tiempo de concentración en regiones llanas.

Autor	Expresión	Unidades	Descripción
Federal Aviation Agency (1970)	$\frac{123,72(1,1 - Ce)L^{0,5}}{(100S)^{0,33}}$	S:m/m Ce L:km	Pendiente del cauce Coeficiente de escurrimiento Longitud de escurrimiento
Izzard (1946)	$\frac{592,28(0,000027i + Ce)Ls^{0,33}}{i^{0,667}S^{0,333}}$	Ls:m S:m/m i:mm/hr Ce	Longitud de escurrimiento Pendiente media Intensidad media Coeficiente de retardo
Morgaly Y Linsley (1965)	$\frac{7Ls^{0,6}\eta^{0,6}}{i^{0,4}S^{0,3}} (1)$	Ls:m S:m/m η i:mm/hr	Longitud de escurrimiento Pendiente media Rugosidad (Manning) Intensidad media

(1) En estos casos se debe resolver el sistema de ecuaciones para "Tc" e "i" con "i" a partir de las Curvas IDF del lugar, en que la frecuencia "T" es un dato del problema.

Fuente: Manual de hidrología y drenaje, ABC.

2.3.1.3 Recopilación de datos meteorológicos

La medición de la precipitación es esencial dentro de cualquier estudio hidrológico, puesto que al cuantificar los recursos hídricos se constituye en la principal entrada de agua en el sistema. Dicha medida se efectúa por medio de instrumentos, pluviómetros o pluviógrafos, que expresan la altura de lámina de agua caída en un período de tiempo dado, o la variación continua de la cantidad de lluvia acumulada en el tiempo, respectivamente. Esta última medida necesita transformarse a una curva masa, que a su vez, al ser dividida en intervalos iguales de tiempo se convierte en un histograma.

Toda la información básica de las estaciones meteorológicas del país es recopilada por el Servicio Nacional de Meteorología e Hidrología (**SENAMHI**), institución encargada de administrar la red de medición a nivel nacional, aunque en algunos casos es posible obtener registros de algunas instituciones privadas. Cualquiera sea el caso, para los fines propuestos, es posible obtener, en la mayoría de los casos, datos de precipitación en dos categorías:

Informe mensual y anual de datos pluviométricos y/o pluviográficos

Planilla de precipitación máxima diaria o de 24 horas

2.3.1.4 Análisis de los datos hidrológicos

Dado que en el país existen serias limitaciones en la disponibilidad de datos de escurrimiento, en especial para pequeños cursos de agua, que son los que conforman la mayor parte de la problemática del drenaje vial, se hace más usual la aplicación de los métodos probabilísticos a registros de precipitación, de los cuales se tienen mejor conocimiento y más extensa información.

Para predecir los eventos futuros a partir de información histórica se utiliza el análisis de frecuencia. La curva de frecuencia, que asocia a cada evento una probabilidad de ocurrencia, puede abordarse por ajuste gráfico a los puntos observados o por el uso de modelos de distribución de probabilidades.

La información necesaria para realizar este análisis está constituida por la precipitación máxima diaria observada en cada uno de los años de registro, denominándose a la muestra en este caso, serie anual. Para utilizar este análisis de frecuencia es deseable contar con un

mínimo de 20 años de registro. La representatividad, calidad y consistencia de los datos es esencial, a fin de que los valores usados representen observaciones ciertas y precisas. Por tal motivo, antes de iniciar el estudio probabilístico, la información de crecidas debe someterse a un cuidadoso escrutinio que asegure que las series de datos utilizados son válidos.

2.3.1.5 Obtención de curvas IDF

Debido a que la disponibilidad de registros pluviográficos es escasa y si sólo se dispone de estadísticas pluviométricas diarias, sólo se dispondrá de un punto de la curva, correspondiendo a la intensidad media diaria o en 24 hrs.

Es importante señalar que cuando sólo se dispone de datos aportados por un pluviómetro en una estación, es evidente que, en general, sólo se podrá conocer la intensidad media en 24 horas. Como se comprenderá, esta información puede inducir a errores por defecto, por cuanto las lluvias de corta duración son, en general, las más intensas.

Sin embargo, estadísticamente se ha establecido en diversas partes del mundo que la forma de las curvas intensidad - duración es muy poco variable para tormentas de un mismo tipo, por lo que resulta válido estimar intensidades en distintas duraciones de las tormentas a partir de un punto conocido de ellas, normalmente la intensidad media diaria i_{24} .

En la literatura se han propuesto diversas fórmulas para definir las curvas IDF que pretenden tener validez universal, entre las que destaca la denominada fórmula de **Grunsky** la cual es de la forma:

$$i_t = i_{24} \sqrt{\frac{24}{t}} \left(\frac{mm}{h} \right)$$

Donde:

i_t = Intensidad en una duración cualquiera t

i_{24} = Intensidad media en 24 horas

t = Duración en horas

Conocida entonces la precipitación máxima diaria para un cierto período de retorno T, dada por la expresión:

$$i_{24} = \frac{P_d}{24} \left(\frac{mm}{h} \right)$$

Donde:

P_d = Precipitación máxima diaria para un cierto periodo de retorno

Es posible obtener la relación entre la intensidad y la duración aplicando la fórmula de Grunsky.

2.3.1.6 Estimación de los caudales de diseño

El objetivo del cálculo de la crecida de diseño es asociar una probabilidad de ocurrencia a las distintas magnitudes de la crecida. Para lograr este fin se cuenta con procedimientos directos, regionales e indirectos. Los primeros requieren valores de caudales máximos observados en el punto de interés, los segundos se utilizan cuando no existen observaciones o existen pocas observaciones de caudales en el lugar del estudio y se justifican las decisiones analizando los datos de otros lugares similares, y los últimos estiman las crecidas en base a la relación que existe entre la precipitación u otras variables explicativas y el escurrimiento.

Método racional modificado

El método racional es utilizable en cuencas pequeñas, menores de 25 km² supone que el escurrimiento máximo proveniente de una tormenta es proporcional a la lluvia caída, supuesto que se cumple en forma más rigurosa en cuencas mayoritariamente impermeables o en la medida que la magnitud de la lluvia crece y el área aportante se satura.

La formulación propuesta por J. R. Témez para el cálculo de caudales máximos es la recogida una comunicación al XXIV congreso de la asociación internacional de investigaciones hidráulicas y reproducida en lengua castellana en el N° 82 de la revista de “Ingeniería Civil”.

Según dicha formulación, el caudal punta de avenida en el punto de cruce de una vaguada con el trazado, para un período de retorno dado, se obtiene mediante la expresión:

$$Q = CU * \frac{CIA}{3,6} \left(\frac{m^3}{s} \right)$$

Donde:

Q = Caudal punta correspondiente a un determinado período de retorno (m³/s).

I = Máxima intensidad media de precipitación, correspondiente al período de retorno considerado y a un intervalo igual al tiempo de concentración (mm/h).

A = Superficie de la cuenca (Km²).

C = Coeficiente de escorrentía.

CU = Coeficiente de uniformidad.

La intensidad de la lluvia de diseño corresponde a aquella de duración igual al tiempo de concentración del área y de la frecuencia o período de retorno seleccionado para el diseño de la obra en cuestión.

El método racional se ha utilizado ampliamente para la determinación de caudales de diseño en carreteras, debido a su simplicidad y lógica. Sin embargo, se deben tener presentes sus limitaciones y las hipótesis involucradas. El método supone que el coeficiente de escorrentía se mantiene constante para distintas tormentas, lo cual es estrictamente válido sólo para áreas impermeables, de allí la necesidad de amplificar los valores de C para períodos de retorno altos. Se asume que el período de retorno de la lluvia de diseño es igual al del caudal máximo. Las diversas fórmulas desarrolladas para la determinación del tiempo de concentración, a veces dan estimaciones bastante diferentes, lo que refleja la precisión de estas fórmulas empíricas. Supone también que la tormenta tiene distribución e intensidad constante en toda la cuenca.

a) Determinación del coeficiente de uniformidad

El coeficiente de uniformidad CU corrige el supuesto reparto uniforme de la escorrentía dentro del intervalo de cálculo de duración igual al tiempo de concentración contemplado en la formulación del método racional.

Aunque el coeficiente de uniformidad varía de un aguacero a otro, su valor medio en una cuenca concreta depende principalmente de su tiempo de concentración. Esta dependencia es tan acusada que, a efectos prácticos, puede despreciarse la influencia de las restantes

variables, tales como el régimen de precipitaciones, etc. según J. R. Témez, su estimación, en valores medios, puede realizarse según la siguiente expresión:

$$CU = 1 + \frac{Tc^{1,25}}{Tc^{1,25} + 14}$$

Donde:

CU = Coeficiente de uniformidad, que tiene en cuenta la falta de uniformidad en la distribución del aguacero.

Tc = Tiempo de concentración (horas).

b) Tiempo de concentración (Tc)

Las tablas 3 y 4 resumen las expresiones que se han propuesto para estimar el tiempo de concentración en distintos casos.

c) Coeficientes de escurrimiento

Los coeficientes de escurrimiento dependen de las características del terreno, uso y manejo del suelo, condiciones de infiltración, etc. y se necesita un criterio técnico adecuado y experiencia para seleccionar un valor representativo. En la tabla 5 se entregan antecedentes con rangos usuales de este coeficiente para diversos tipos de situaciones.

Tabla 5. Coeficiente de escurrimiento (C).

Tipo de terreno	Coeficiente de escurrimiento
Pavimentos de adoquín	0,50 – 0,70
Pavimentos asfálticos	0,70 – 0,95
Pavimentos en concreto	0,80 – 0,95
Suelo arenoso con vegetación y pendiente 2% - 7%	0,15 – 0,20
Suelo arcilloso con pasto y pendiente 2% - 7%	0,25 – 0,65
Zonas de cultivo	0,20 – 0,40

Fuente: Manual de hidrología y drenaje, ABC.

En otras situaciones, la elección del coeficiente de escurrimiento puede abordarse, con la ayuda de los factores de relieve, infiltración, cobertura vegetal y almacenamiento de agua en el suelo. En la tabla 6 siguiente se entregan los valores recomendados.

Tabla 6. Coeficientes de escorrenfía (C) para T=10 años.

Factor	Extremo	Alto	Normal	Bajo
Relieve	0,28-0,35 Escarpado con pendientes mayores que 30%	0,20-0,28 Montñoso con pendientes entre 10 y 30%	0,14-0,20 Con cerros y pendientes entre 5 y 10%	0,08-0,14 Relativamente plano con pendientes menores al 5%
Infiltración	0,12-0,16 Suelo rocoso, o arcilloso con capacidad de infiltración despreciable	0,08-0,12 Suelos arcillosos o limosos con baja capacidad de infiltración, mal drenados	0,06-0,08 Normales, bien drenados, textura mediana, limos arenosos, suelos arenosos	0,04-0,06 Suelos profundos de arena u otros suelos bien drenados con alta capacidad de infiltración
Cobertura vegetal	0,12-0,16 Cobertura escasa, terreno sin vegetación o escasa cobertura	0,08-0,12 Poca vegetación, terrenos cultivados o naturales, menos del 20% del área con buena cobertura vegetal	0,06-0,08 Regular a buena; 50% del área con praderas o bosques, no más del 50% cultivado	0,04-0,06 Buena a excelente; 90% del área con praderas, bosques o cobertura equivalente
Almacenamiento Superficial	0,10-0,12 Despreciable, pocas depresiones superficiales, sin zonas húmedas	0,08-0,10 Baja, sistema de cauces superficiales pequeños bien definidos, sin zonas húmedas	0,06-0,08 Normal; posibilidad de almacenamiento bueno, zonas húmedas, pantanos, lagunas y lagos	0,04-0,06 Capacidad alta, sistema hidrográfico poco definido, buenas planicies de inundación o gran cantidad de zonas húmedas, lagunas o pantanos.

Si T > 10 años Amplificar Resultado por:

T = 25 ; C x 1,10 T = 50 ; C x 1,20 T = 100 ; C x 1,25

Fuente: Manual de hidrología y drenaje, ABC.

2.3.2 Drenaje

Drenaje transversal

El drenaje transversal de la carretera se consigue mediante alcantarillas cuya función es proporcionar un medio para que el agua superficial que escurre por cauces naturales o artificiales de moderada importancia, en forma permanente o eventual, pueda atravesar bajo la plataforma de la carretera sin causar daños a esta, riesgos al tráfico o a la propiedad adyacente. Se entiende por alcantarilla una estructura de drenaje cuya luz mayor, medida paralela al eje de la carretera, sea de hasta 6 m, losas de luces mayores se tratarán como puentes. La alcantarilla debe ser capaz de soportar las cargas del tráfico en la carretera, el peso de la tierra sobre ella, las cargas durante la construcción.

Pendiente de las alcantarillas

La mayoría de las alcantarillas se colocan siguiendo la pendiente natural del cauce, sin embargo, en ciertos casos puede resultar aconsejable alterar la situación existente. Estas modificaciones de pendiente pueden usarse para disminuir la erosión en el o en los tubos de la alcantarilla, inducir el depósito de sedimentos, mejorar las condiciones hidráulicas, acortar las alcantarillas o reducir los requerimientos estructurales. Sin embargo, las alteraciones de la pendiente deben ser estudiadas en forma cuidadosa de tal modo de no producir efectos indeseables.

Elección del tipo de alcantarilla

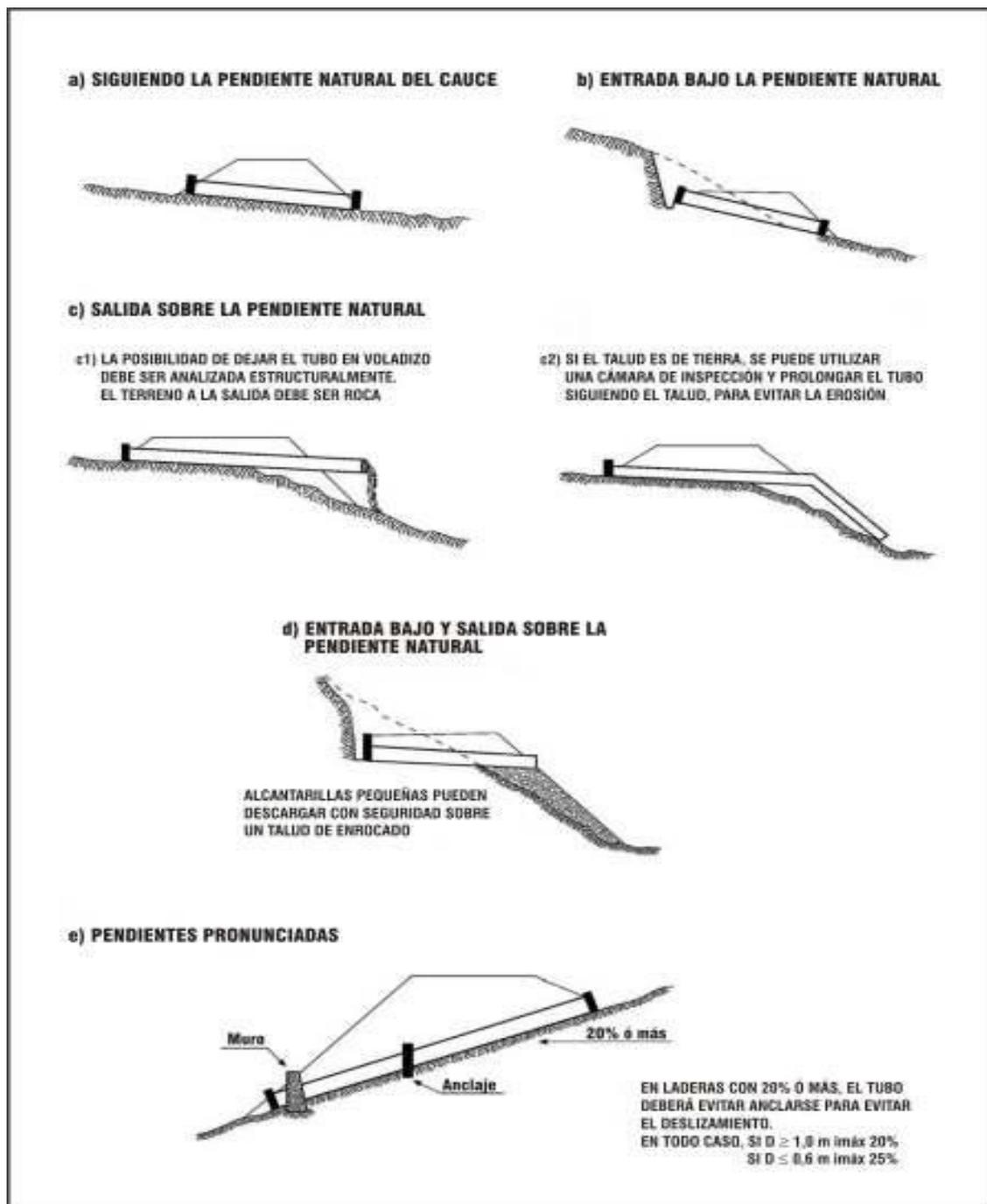
Las formas usuales de alcantarillas son: circulares, de cajón y múltiples. En casos muy especiales puede resultar económico el uso de arcos parabólicos de grandes dimensiones, los que requerirán de un tratamiento especial. La alcantarilla circular es una de las más usadas y resiste en forma satisfactoria, en la mayoría de los casos, las cargas a que son sometidas. Existen distintos tipos de tubos circulares que se utilizan con este propósito.

El diámetro para alcantarillas de caminos locales o de desarrollo deberá ser al menos 0,8 m, o bien 1 m si la longitud de la obra es mayor a 10 m. En las demás categorías de caminos y carreteras el diámetro mínimo será de 1 m.

Las alcantarillas de cajón cuadradas o rectangulares pueden ser diseñadas para evacuar grandes caudales y pueden acomodarse con cambios de altura, a distintas limitaciones que

puedan existir, tales como alturas de terraplén o alturas permisibles de agua en la entrada. Como generalmente se construyen en el lugar deberá tomarse en cuenta, el tiempo de construcción al compararlas con las circulares prefabricadas.

Figura 2. Ubicación de alcantarillas, respecto de la pendiente del cauce.



Fuente: Manual de hidrología y drenaje, ABC.

Drenaje de la plataforma

El objetivo del diseño de las obras de drenaje de la plataforma es mantener las pistas de tránsito libres de inundación para probabilidad de la precipitación de diseño. La frecuencia de diseño y tolerancia a las inundaciones o desbordes dependerán de la importancia del camino y de los riesgos y costos que ellos implican.

Los caudales de diseño para el drenaje de la plataforma, se estimarán mediante el método racional modificado, adoptándose un tiempo de concentración mínimo de 10 minutos.

Se evitará la concentración de flujos extendidos a través de la plataforma, no permitiéndose, como regla general, flujos concentrados en la plataforma de más de 3 litros por segundo.

Las pendientes longitudinales mínimas recomendables son de 0,25% para medianas de tierra y de 0,12% para medianas con cauces pavimentados. Cuando las velocidades son excesivas para las condiciones del terreno deberán tomarse las precauciones correspondientes para evitar la erosión.

Cunetas longitudinales

Las cunetas o zanjas de drenaje en general se localizan en el lado pavimentado del bordillo, como estructura principal de drenaje de la vía. Ellas son inclinadas para evitar cualquier riesgo en el tránsito. Las cunetas pueden diseñarse como sección tipo V o como secciones anchas, planas o redondas.

La pendiente longitudinal mínima sugerida para las cunetas revestidas será de 0,12% y de 0,25% en aquellas sin revestir. En términos de la pendiente transversal, las cunetas de solera de 0,50 m de ancho tendrán una pendiente transversal máxima de 30% hacia la solera para aprovechar en mejor forma la capacidad de la cuneta y la eficiencia de los sumideros. Para cunetas de ancho superior a 0,50 m, la pendiente transversal no será menor que 8%.

2.3.3 Diseño hidráulico

La hidráulica se encarga de determinar el tipo, forma y tamaño de la obra necesaria. El régimen hidráulico del escurrimiento en las alcantarillas es difícil de predecir, sin

embargo, existen dos formas básicas, según la ubicación de la sección que controla hidráulicamente el flujo. Se trata del escurrimiento con control de entrada y aquél con control en la salida, teniendo cada uno de ellos un método de cálculo particular.

Caudal de diseño

El cual se determina de acuerdo con los procedimientos indicados en el tópico 2.4.1. hidrología, o bien a partir de los derechos de agua que les corresponden a los canales de riego, teniendo presente en este último caso que, si el canal se emplaza en ladera, actuará como contrafoso durante las tormentas y el caudal puede aumentar, situación que se deberá considerar en el diseño.

Carga hidráulica en la entrada o profundidad del remanso

Corresponde a la profundidad del agua en la entrada, medida desde el punto más bajo (umbral o radier de la alcantarilla). Esta obra, al limitar el paso libre del agua, causará un aumento de nivel hacia aguas arriba y en consecuencia puede ocasionar daños a la carretera o a las propiedades vecinas. Se limitará la carga hidráulica máxima con el fin de proteger la vida de los usuarios o vecinos, proteger la estabilidad del terraplén, no producir inundaciones a los terrenos adyacentes, proteger el curso de agua y las planicies adyacentes, no producir daños a la alcantarilla y a la vía, no causar interrupciones al tráfico y no sobrepasar los límites de velocidad de agua recomendados en las alcantarillas y en el cauce a la salida. Dado que la velocidad en la zona del remanso es pequeña, en los cálculos hidráulicos se acostumbra a suponer que la altura de agua corresponde al nivel de energía total disponible.

Tanto para alcantarillas con control de entrada como de salida, los tubos, cajones y losas se diseñarán hidráulicamente, respetando una carga máxima H_e , según se trate de canales o cauces naturales permanentes o impermanentes. En los canales, la carga máxima de diseño será igual a la dimensión de la alcantarilla. En los cauces naturales se podrá aceptar una carga a la entrada igual a la dimensión de la alcantarilla más 0,3 m para el gasto de diseño.

Tabla 7. Carga hidráulica de diseño (He, m).

Tipo de cauces	Tubos	Cajones	Losas (L ≤ 6m)*
Canales	D (diámetro)	H (altura total)	H – 0,1 m
Diseño cauces naturales	D + 0,3 m	H + 0,3 m	H – 0,1 m
Verificación cauces naturales	D + 0,6 m	H + 0,6 m	H
	Pero He máximo no puede sobrepasar la cota exterior del SAP – 0,3 m		

*Si L > 6 m revancha como en puentes.

Fuente: Manual de hidrología y drenaje, ABC.

Diseño hidráulico de alcantarillas por medio de la ecuación de Manning

Un aspecto importante a tener en cuenta para realizar el diseño hidráulico por medio de la ecuación de Manning es asegurar que este trabaje como un canal abierto. Por consiguiente, es necesario establecer una altura máxima del nivel de agua en la tubería, inferior al diámetro de esta, y se asume que el flujo es uniforme.

Se recomienda que el tirante máximo de la alcantarilla no sobre pase los 2/3 del diámetro de la alcantarilla, pero este valore puede variar según las especificaciones de cada país.

Cunetas, canales longitudinales y bajantes de agua

La capacidad hidráulica de las cunetas triangulares se puede calcular empleando la ecuación de Manning, expresada de la siguiente manera:

$$Q = \frac{1}{n} \cdot A \cdot R^{2/3} \cdot S^{1/2}$$

Donde:

Q = Caudal (m³/s).

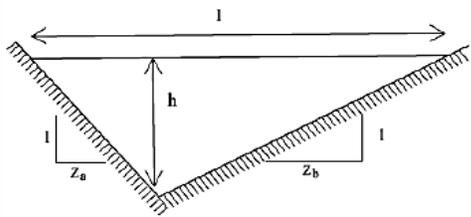
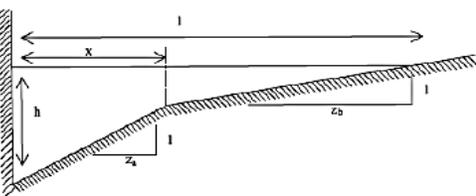
n = Coeficiente de rugosidad de Manning.

A = Área de la sección (m²).

R = Radio hidráulico del escurrimiento (razón entre el área y el perímetro mojado).

S = Pendiente longitudinal (m/m).

Tabla 8. Capacidad hidráulica de cunetas triangulares.

		Tipo de Cuneta o Canal	
			
Ancho Superficial (l)	$(z_a + z_b) \cdot h$	$x + z_b \cdot \left(h - \frac{x}{z_a} \right)$	
Area (π)	$\frac{(z_a + z_b) \cdot h^2}{2}$	$x \cdot h + \frac{z_b \cdot h^2}{2} + \frac{x^2}{2 \cdot z_a} \cdot \left(\frac{z_b}{z_a} - \frac{2 \cdot z_b \cdot h}{x} - 1 \right)$	
Perímetro Mojado (P)	$(\sqrt{1 + z_a^2} + \sqrt{1 + z_b^2}) \cdot h$	$h + \sqrt{x^2 \cdot \left(1 + \frac{1}{z_a^2} \right)} + \sqrt{z_b^2 + 1} \cdot \left(h - \frac{x}{z_a} \right)$	
Radio Hidráulico (R)	$\frac{(z_a + z_b) \cdot h}{2 \cdot (\sqrt{1 + z_a^2} + \sqrt{1 + z_b^2})}$	$\frac{x \cdot h + \frac{z_b \cdot h^2}{2} + \frac{x^2}{2 \cdot z_a} \cdot \left(\frac{z_b}{z_a} - \frac{2 \cdot z_b \cdot h}{x} - 1 \right)}{h + \sqrt{x^2 \cdot \left(1 + \frac{1}{z_a^2} \right)} + \sqrt{z_b^2 + 1} \cdot \left(h - \frac{x}{z_a} \right)}$	

Fuente: Manual de hidrología y drenaje, ABC.

2.4 MEJORAMIENTO DE CAMINO

Se trata de modificar la geometría y dimensiones originales de la vía con el fin de mejorar su nivel de servicio y adecuarla a las condiciones requeridas por el tránsito actual y futuro. Comprende tres tipos de trabajos que son: ampliación, rectificación y pavimentación.

La ampliación se puede hacer sobre la calzada existente, también se puede tratar de la construcción de bermas o ambas actividades. La rectificación se refiere a el mejoramiento del alineamiento horizontal y vertical con el fin de garantizar una velocidad de diseño adoptada. La pavimentación corresponde a el diseño y construcción de la estructura de pavimento. Este tipo de proyecto requiere de diseño geométrico y las actividades principales son:

Ampliación de calzada

Construcción de nuevos carriles
Construcción de bermas
Rectificación (alineamiento horizontal y vertical)
Construcción de obras de drenaje y sub-drenaje
Construcción de estructura del pavimento
Estabilización de afirmados
Tratamientos superficiales o riegos
Señalización vertical
Demarcación lineal
Construcción de afirmado

2.5 DISEÑO GEOMÉTRICO

El diseño geométrico de carreteras es la parte más importante del proyecto de una carretera estableciendo, en base a las condicionantes y factores existentes, la configuración geométrica definitiva del conjunto que supone, para satisfacer al máximo los objetivos de funcionalidad, seguridad, comodidad, integración en su entorno, armonía o estética, economía y elasticidad, de la vía. Las distintas materias se tratan en términos de un instructivo que establece procedimientos y límites normativos. Ello implica analizar y detallar suficientemente los fundamentos de los procedimientos, límites normativos y recomendaciones.

2.5.1 Factores que intervienen en el diseño de una carretera o camino

Existen factores de distinta naturaleza que influyen en diversos grados el diseño de una carretera. No siempre es posible considerarlos explícitamente en una instrucción o recomendación de diseño en la justa proporción que les puede corresponder.

Factores funcionales

Tienen relación, en general, con el servicio para el cual la carretera debe ser diseñada, destacándose los siguientes:

Función que debe cumplir la carretera.

Volumen y características del tránsito inicial y futuro

Velocidad de proyecto y velocidad de operación deseable

Seguridad para el usuario y la comunidad

Relación con otras vías y la propiedad adyacente

Factores físicos

Dicen relación con las condiciones impuestas por la naturaleza en la zona del trazado y suelen implicar restricciones que la clasificación para diseño debe considerar. Los principales son:

Relieve

Hidrografía

Geología

Clima

Factores de costo asociados a la carretera

Los costos asociados a una carretera son consecuencia de la categoría de diseño adoptada para ella. Esta relación es tan directa que muchas veces actúa como un criterio realimentador que obliga a modificar decisiones previas respecto de las características asignadas a un proyecto.

Factores humanos y ambientales

Las decisiones tecnológicas están sin duda relacionadas con las características de la comunidad que se pretende servir y el medio ambiente en que ésta se inserta.

Algunos de los factores humanos y ambientales que influyen en mayor grado las decisiones en relación a un proyecto de carreteras son:

Idiosincrasia de usuarios y peatones

Uso de la tierra adyacente al eje vial

Actividad de la zona de influencia

Aspectos ambientales-impacto y mitigación

2.5.2 Conceptos relativos a velocidad en el diseño vial

Velocidad de proyecto (V_p)

Es la velocidad que permite definir las características geométricas mínimas de los elementos del trazado bajo condiciones de seguridad y comodidad, elementos que sólo podrán ser empleados en la medida que estén precedidos por otros (en ambos sentidos del tránsito), que anticipen al usuario que se está entrando a un tramo de características geométricas mínimas, el que además deberá estar debidamente señalado.

Velocidad específica (V_e)

Es la máxima velocidad a la cual se puede circular por un elemento del trazado, considerado individualmente, en condiciones de seguridad y comodidad, encontrándose el pavimento húmedo, los neumáticos en buen estado y sin que existan condiciones meteorológicas, del tránsito, del estado del pavimento o del entorno de la vía, que impongan limitaciones a la velocidad.

Velocidad de operación (V_{op})

La velocidad de operación es la velocidad media de desplazamiento que pueden lograr los usuarios en un tramo carretera de una velocidad de proyecto dada, bajo las condiciones prevalecientes del tránsito, del estado del pavimento, meteorológicas y grado de relación de ésta con otras vías y con la propiedad adyacente.

Si el tránsito y la interferencia son bajos, la velocidad de operación del usuario medio es del orden de la velocidad de proyecto y para un cierto grupo de usuarios superior a ésta. A medida que el tránsito crece, la interferencia entre vehículos aumenta tendiendo a bajar la velocidad de operación del conjunto. Este concepto es básico para evaluar la calidad del servicio que brinda una carretera.

Velocidad porcentil 85 ($V_{85\%}$)

Es aquella velocidad no superada por el 85% de los usuarios en un tramo de características homogéneas, bajo las condiciones de tránsito prevalecientes, estado del pavimento, meteorológica y grado de relación de este con otras vías y con la propiedad adyacente. Cuando dichas condiciones no imponen restricciones, la $V_{85\%}$ suele ser mayor que la velocidad de proyecto, independientemente de si la velocidad de proyecto está señalizada,

corresponde a la máxima legal, etc. (ello siempre que el tramo no tenga control policial habitual) en consecuencia, el 85% de los usuarios circula a la V85% o menos y un 15% de los usuarios supera dicha velocidad.

2.5.3 Clasificación administrativa de carreteras en Bolivia

Según ley N° 165 ley general de transporte en su artículo 192 las carreteras se clasifican en:

- a) Carreteras de la red vial fundamental.
- b) Carreteras de la red departamental.
- c) Carreteras de la red municipal.
- d) Carreteras de la red vecinal y comunales.

2.5.4 Sistema de clasificación funcional para diseño

Categoría de las Vías

La clasificación para diseño consulta seis categorías divididas en dos grupos, ellas son:

Carreteras: autopistas, autorrutas y primarias

Camino: colectores, locales y de desarrollo

Cada categoría se subdivide según las velocidades de proyecto consideradas al interior de la categoría. Las Vp más altas corresponden a trazados en terrenos llanos, las intermedias en terrenos ondulados y las más bajas a terreno montañoso o cuyo extorno presenta limitaciones severas para el trazado. El alcance general de dicha terminología es:

Terreno llano

Está constituido por amplias extensiones libres de obstáculos naturales y una cantidad moderada de obras construidas por el hombre, lo que permite seleccionar con libertad el emplazamiento del trazado haciendo uso de muy pocos elementos de características mínimas. El relieve puede incluir ondulaciones moderadas de la rasante para minimizar las alturas de cortes y terraplenes; consecuentemente la rasante de la vía estará comprendida mayoritariamente entre $\pm 3\%$.

Terreno ondulado

Está constituido por un relieve con frecuentes cambios de cota que si bien no son demasiado importantes en términos absolutos, son repetitivos, lo que obliga a emplear frecuentemente pendientes de distinto sentido que pueden fluctuar entre 3 al 6%, según la categoría de la ruta. El trazado en planta puede estar condicionado en buena medida por el relieve del terreno, con el objeto de evitar cortes y terraplenes de gran altura, lo que justificará un uso más frecuente de elementos del orden de los mínimos. Según la importancia de las ondulaciones del terreno se podrá tener un ondulado medio o uno franco o fuerte.

Terreno montañoso

Está constituido por cordones montañosos o “cuestas”, en las cuales el trazado salva desniveles considerables en términos absolutos. La rasante del proyecto presenta pendientes sostenidas de 4 a 9%, según la categoría del camino, ya sea subiendo o bajando. La planta está controlada por el relieve del terreno (puntillas, laderas de fuerte inclinación transversal, quebradas profundas, etc.) y también por el desnivel a salvar, que en oportunidades puede obligar al uso de curvas de retorno. En consecuencia, el empleo de elementos de características mínimas será frecuente y obligado.

La tabla 9, que se presenta a continuación resume las características principales según categorías.

Tabla 9. Clasificación funcional para diseño carreteras y caminos rurales.

Categoría		Sección transversal		Velocidades de proyecto (km/h)	Código tipo
		N° Carriles	N° Calzadas		
Autopista	(O)	4 ó + UD	2	120 - 100 - 80	A (n) - xx
Autoruta	(I.A)	4 ó + UD	2	100 - 90 - 80	AR (n) - xx
Primario	(I.B)	4 ó + UD	2 (1)	100 - 90 - 80	P (n) - xx
		2 BD	1	100 - 90 - 80	P (2) - xx
Colector	(II)	4 ó + UD	2 (1)	80 - 70 - 60	C (n) - xx
		2 BD	1	80 - 70 - 60	C (2) - xx
Local	(III)	2 BD	1	70 - 60 - 50 - 40	L (2) - xx
Desarrollo		2 BD	1	50 - 40 - 30*	D - xx

- UD: Unidireccionales

- BD: Bidireccionales

* Menor que 30 km/h en sectores puntuales conflictivos

- (n) Número Total de Carriles

- xx Velocidad de Proyecto (km/h)

Fuente: Manual de diseño geométrico, ABC.

La definición conceptual de las categorías se presenta en los siguientes Literales.

a) Autopista (O)

Están destinadas a servir prioritariamente al tránsito de paso, al que se asocian longitudes de viaje considerables, en consecuencia, deberán diseñarse para velocidades de desplazamiento elevadas, pero en definitiva compatibles con el tipo de terreno en que ellas se emplazan. Todo lo anterior debe lograrse asegurando altos estándares de seguridad y comodidad.

En ellas se autorizará sólo la circulación de vehículos motorizados especialmente diseñados para el transporte de pasajeros y carga, quedando expresamente prohibido el tránsito de maquinaria autopropulsada (agrícola, de construcción, etc.)

Las velocidades de proyecto, según el tipo de emplazamiento son:

Terreno llano a ondulado medio 120 km/h.

Terreno ondulado fuerte 100 km/h

Terreno montañoso 80 km/h

b) Autorrutas (I.A)

Son carreteras nacionales existentes a las que se les ha construido o se le construirá una segunda calzada prácticamente paralela a la vía original. Normalmente se emplazan en corredores a lo largo de los cuales existen extensos tramos con desarrollo urbano, industrial o agrícola intensivo, muy próximo a la faja de la carretera.

La sección transversal deberá contar con al menos dos carriles unidireccionales por calzada debiendo existir un cantero central entre ambas.

Las velocidades de proyecto consideradas son:

Terreno llano a ondulado fuerte 100 y 90 km/h

Terreno montañoso 80 km/h

c) Carreteras primarias (I.B)

Son carreteras nacionales o regionales, con volúmenes de demanda medios a altos, que sirven al tránsito de paso con recorridos de mediana y larga distancia, pero que sirven

también un porcentaje importante de tránsito de corta distancia, en zonas densamente pobladas.

La sección transversal puede estar constituida por carriles unidireccionales separadas por un cantero central que al menos de cabida a una barrera física entre ambas calzadas más 1,0 m libre desde ésta al borde interior de los carriles adyacentes, pero por lo general se tratará de una calzada con dos carriles para tránsito bidireccional.

Las velocidades de proyecto consideradas son las mismas que para las Autorrutas, de modo que en el futuro mediante un cambio de estándar puedan adquirir las características de Autorruta:

	Terreno llano y Ond. fuerte	Terreno montañoso
Calzadas unidireccionales	100 – 90 km/h	80 km/h
Calzadas bidireccionales	100 – 90 km/h	80 km/h

d) Caminos colectores (II)

Son caminos que sirven tránsitos de mediana y corta distancia, a los cuales acceden numerosos caminos locales o de desarrollo. El servicio al tránsito de paso y a la propiedad colindante tiene una importancia similar. Podrán circular por ellos toda clase de vehículos motorizados. En zonas densamente pobladas se deberán habilitar carriles auxiliares destinados a la construcción de ciclovías.

Su sección transversal normalmente, es de dos carriles bidireccionales, pudiendo llegar a tener calzadas unidireccionales. Las velocidades de proyecto consideradas son:

Terreno llano a ondulado medio 80 km/h.

Terreno ondulado fuerte 70 km/h.

Terreno montañoso 60 km/h.

e) Caminos locales (III)

Son caminos que se conectan a los caminos colectores. Están destinados a dar servicio preferentemente a la propiedad adyacente. Son pertinentes las ciclovías.

Las velocidades de proyecto consideradas son:

Terreno llano a ondulado medio 70 km/h.

Terreno ondulado fuerte 60 km/h.

Terreno montañoso 50 y 40 km/h.

f) Caminos de desarrollo

Están destinados a conectar zonas aisladas y por ellas transitarán vehículos motorizados y vehículos a tracción animal. Sus características responden a las mínimas consultadas para los caminos públicos, siendo su función principal la de posibilitar tránsito permanente aun cuando las velocidades sean reducidas, de hecho, las velocidades de proyecto que se indican a continuación son niveles de referencia que podrán ser disminuidos en sectores conflictivos.

La sección transversal que se les asocia debe permitir el cruce de un vehículo liviano y un camión a velocidades tan bajas como 10 km/hr y la de dos camiones, estando uno de ellos detenido.

Las velocidades referenciales de proyecto son:

Terreno llano a ondulado medio 50 y 40 km/h.

Terreno ondulado fuerte a montañoso 30 km/h

2.5.5 El trazado

Las carreteras y caminos son obras tridimensionales, cuyos elementos quedan definidos mediante las proyecciones sobre los planos ortogonales de referencia: planta, elevación y sección transversal.

El elemento básico para tal definición es el eje de la vía, cuyas proyecciones en planta y elevación definen la planta y el alineamiento vertical respectivamente.

Estos ejes en planta y elevación, deben cumplir con una serie de normas y recomendaciones. Estas pretenden conciliar la conveniencia económica de adaptarlos lo más posibles al terreno, con las exigencias técnicas requeridas para posibilitar desplazamientos seguros de un conjunto de vehículos a una cierta velocidad, definida genéricamente como velocidad de proyecto.

2.5.6 Criterios básicos de diseño

Los criterios a aplicar en los distintos casos se establecen mediante límites normativos y recomendaciones que el proyectista deberá respetar y en lo posible dentro de límites económicos razonables, para lograr un trazado que satisfaga las necesidades del tránsito y brinde la seguridad y calidad de servicio, que se pretende obtener de la carretera o camino, según sea la categoría asignada.

El buen diseño no resulta de una aplicación mecánica de los límites normativos, que en general representan valores mínimos. Por el contrario, el diseño requiere buen juicio y flexibilidad por parte del proyectista, para abordar con éxito la combinación de los elementos en planta y elevación, sin transgredir los límites normativos.

El trazado debe ser homogéneo, es decir, sectores de éste que inducen velocidades superiores a las del proyecto, no deben ser seguidos de otros en los que las características geométricas se reducen bruscamente a los mínimos correspondientes a dicha V_p .

Eventualmente, una ruta puede requerir se definan tramos con distintas V_p , cuando la topografía o el uso de la tierra cambia significativamente y dicha situación se mantiene por más de 3 ó 4 km, casos en que se diseñarán cuidadosamente las transiciones y la señalización correspondiente.

2.5.7 Distancia de visibilidad y maniobras asociadas

Una carretera o camino debe ser diseñada de manera tal que el conductor cuente siempre con una visibilidad suficiente como para ejecutar con seguridad las diversas maniobras a que se vea obligado o que decida efectuar. En general, el conductor requiere de un tiempo de percepción y reacción para decidir la maniobra a ejecutar y un tiempo para llevarla a cabo. Durante este tiempo total, el o los vehículos que participan en la maniobra recorren distancias que dependen de su velocidad de desplazamiento y que determinan, en definitiva, las distintas distancias de visibilidad requeridas en cada caso.

Se distinguen para el diseño cinco tipos de visibilidad, bajo distintas circunstancias impuestas por el trazado de la carretera o la maniobra que se desea ejecutar.

Los casos básicos aludidos son:

Visibilidad de frenado.

Visibilidad de adelantamiento (caminos bidireccionales).

Visibilidad al punto de atención.

Visibilidad en intersecciones.

Visibilidad para cruzar una carretera o camino

Distancia de frenado

En todo punto de una carretera o camino, un conductor que se desplace a la velocidad V , por el centro de su carril de tránsito, debe disponer al menos de la visibilidad equivalente a la distancia requerida para detenerse ante un obstáculo inmóvil, situado en el centro de dicho carril.

Se considera obstáculo aquél de una altura igual o mayor que 0,20 m (h_2), estando situados los ojos de conductor a 1,10 m (h_1), sobre la rasante del eje de su carril de circulación.

La distancia de frenado sobre una alineación recta de pendiente uniforme, se calcula mediante la expresión:

$$D_f = \frac{Vxt}{3,6} + \frac{V^2}{254(f_1 \pm i)}$$

Donde:

D_f = Distancia de frenado (m).

$V = V_p$ o V^*

t = Tiempo de percepción + reacción (s).

f_1 = Coeficiente de roce rodante, pavimento húmedo.

i = Pendiente longitudinal (m/m).

+ i = Subidas respecto sentido de circulación.

- i = Bajadas respecto sentido de circulación.

El primer término de la expresión representa la distancia recorrida durante el tiempo de percepción + reacción (dt) y el segundo la distancia recorrida durante el frenado hasta la detención junto al obstáculo (df).

Distancia de adelantamiento

La distancia de adelantamiento “Da”, equivale a la visibilidad mínima que requiere un conductor para adelantar a un vehículo que se desplaza a velocidad inferior a la de proyecto; esto es, para abandonar su carril, sobrepasar el vehículo adelantado y retornar a su carril en forma segura, sin afectar la velocidad del vehículo adelantado ni la de un vehículo que se desplace en sentido contrario por el carril utilizado para el adelantamiento.

La línea de visual considerada en este caso será aquella determinada por la altura de los ojos de uno de los conductores ($h_1 = 1,10$ m) en un extremo y la altura de un vehículo ($h_2 = 1,2$ m) en el otro. Para simplificar la verificación se considerará que al iniciarse la maniobra todos los vehículos que intervienen se sitúan en el eje del carril de circulación que les corresponde, según el sentido de avance.

La tabla 10 entrega los valores mínimos a considerar en el diseño como visibilidades adecuadas para adelantar. El proyectista deberá verificar en las etapas iniciales del proyecto en que zonas se deberá prohibir el adelantamiento y así adaptar su trazado evitando sectores demasiado largos en que no se pueda ejecutar esta maniobra, Las distancias de adelantamiento se dan en función de la velocidad de proyecto V_p , considerando que difícilmente se intentarán maniobras de adelantamiento respecto de vehículos que circulan a velocidades mayores.

Tabla 10. Distancia mínima de adelantamiento.

Velocidad de proyecto km/h	Distancia mínima de adelantamiento (m)
30	180
40	240
50	300
60	370
70	440
80	500
90	550
100	600

Fuente: Manual de diseño geométrico, ABC.

2.5.8 Trazado en planta

Considerando la velocidad de proyecto (V_p) correspondiente a la categoría de la ruta; en tanto que en los tramos de trazado amplio se deberá considerar la $V_{85\%}$ ó la V^* según corresponda, asociada al conjunto de los elementos del tramo, en previsión de las velocidades de desplazamiento que adoptará un porcentaje importante de los usuarios en los períodos de baja demanda. Si por condiciones topográficas se debe cambiar la velocidad de proyecto, el diseño debe consultar el tramo de transición correspondiente, situación que se señalará adecuadamente en terreno.

Los límites normativos que se indican más adelante se aplican a la combinación de elementos rectos y curvos de caminos bidireccionales y unidireccionales, excepto cuando se haga la salvedad correspondiente.

Las principales consideraciones que controlan el diseño del alineamiento horizontal son:

Categoría de la ruta.

Topografía del área.

Velocidad de proyecto.

$V_{85\%}$ para diseñar las curvas horizontales.

V^* para verificar visibilidad de frenado.

Coordinación con el alineamiento vertical.

Costo de construcción, operación y mantención.

Todos estos elementos deben conjugarse de manera tal que el trazado resultante sea el más seguro y económico, en armonía con los contornos naturales y al mismo tiempo adecuado a la categoría, según la clasificación funcional para diseño.

El alineamiento horizontal deberá proporcionar en todo el trazado a lo menos la distancia mínima de visibilidad de frenado.

2.5.8.1 Criterios para establecer el trazado en planta

La planta de una carretera preferentemente deberá componerse de una sucesión de elementos curvos que cumplan las relaciones que se fijan más adelante y de aquellos tramos en recta que sean indispensables.

Los elementos curvos comprenden:

Curvas circulares.

La parte central circular y dos arcos de enlace.

Otras combinaciones de arco circular y arco de enlace.

2.5.8.2 Alineamiento recto

Salvo en zonas desérticas o estepas, los grandes alineamientos rectos no se dan en forma natural. Pretender incorporarlos al trazado implica por lo general movimientos de tierra innecesarios.

En muchos casos puede reemplazarse con ventaja un alineamiento recto por curvas de radios comprendidos entre 5.000 y 7.500 m.

2.5.8.3 Longitudes máximas en rectas

Se procurará evitarán longitudes en recta superiores a:

$$L_r \text{ (m)} = 20 V_p \text{ (km/h)}$$

Donde:

L_r = Largo en m de la alineación recta

V_p = Velocidad de proyecto de la carretera

En caminos bidireccionales de dos carriles, a diferencia de lo que ocurre en carreteras unidireccionales, la necesidad de proveer secciones con visibilidad para adelantar justifica una mayor utilización de rectas importantes. Sin embargo, rectas de longitud comprendida entre $8V_p$ y $10V_p$, enlazadas por curvas cuya V_e sea mayor o igual que la V_{85} .

2.5.8.4 Longitudes mínimas en rectas

Se debe distinguir las situaciones asociadas a curvas sucesivas en distinto sentido o curvas en “S” de aquellas correspondientes a curvas en el mismo sentido.

Curvas en S

a) **En nuevos trazados**, deberá existir coincidencia entre el término de la clotoide de la primera curva y el inicio de la clotoide de la segunda curva.

b) **En las recuperaciones o cambios de estándar**, si lo expuesto en el acápite i no es posible, se podrán aceptar tramos rectos intermedios de una longitud no mayor que:

$$L_{r \text{ máx}} = 0,08 * (A1+A2)$$

Siendo A1 y A2 los parámetros de las clotoides respectivas.

c) **Tramos rectos intermedios de mayor longitud**, deberán alcanzar o superar los mínimos que se señalan los que responden a una mejor definición óptica del conjunto que ya no opera como una curva en S propiamente tal, y están dados por

$$L_{r \text{ mín}} = 1,4 * V_p$$

Tramo recto entre curvas en el mismo sentido

Por condiciones de guiado óptico es necesario evitar las rectas excesivamente cortas entre curvas en el mismo sentido, en especial en terreno llano y ondulado suave con velocidades de proyecto medias y altas.

Tabla 11. Lr Mín entre curvas del mismo sentido.

Vp (km/h)	30	40	50	60	70	80	90	100	110	120
Terreno llano y ondulado	-	110/55	140/70	170/85	195/98	220/110	250/125	280/150	305/190	330/250
Terreno montañoso	25	55/30	70/40	85/50	98/65	110/90				

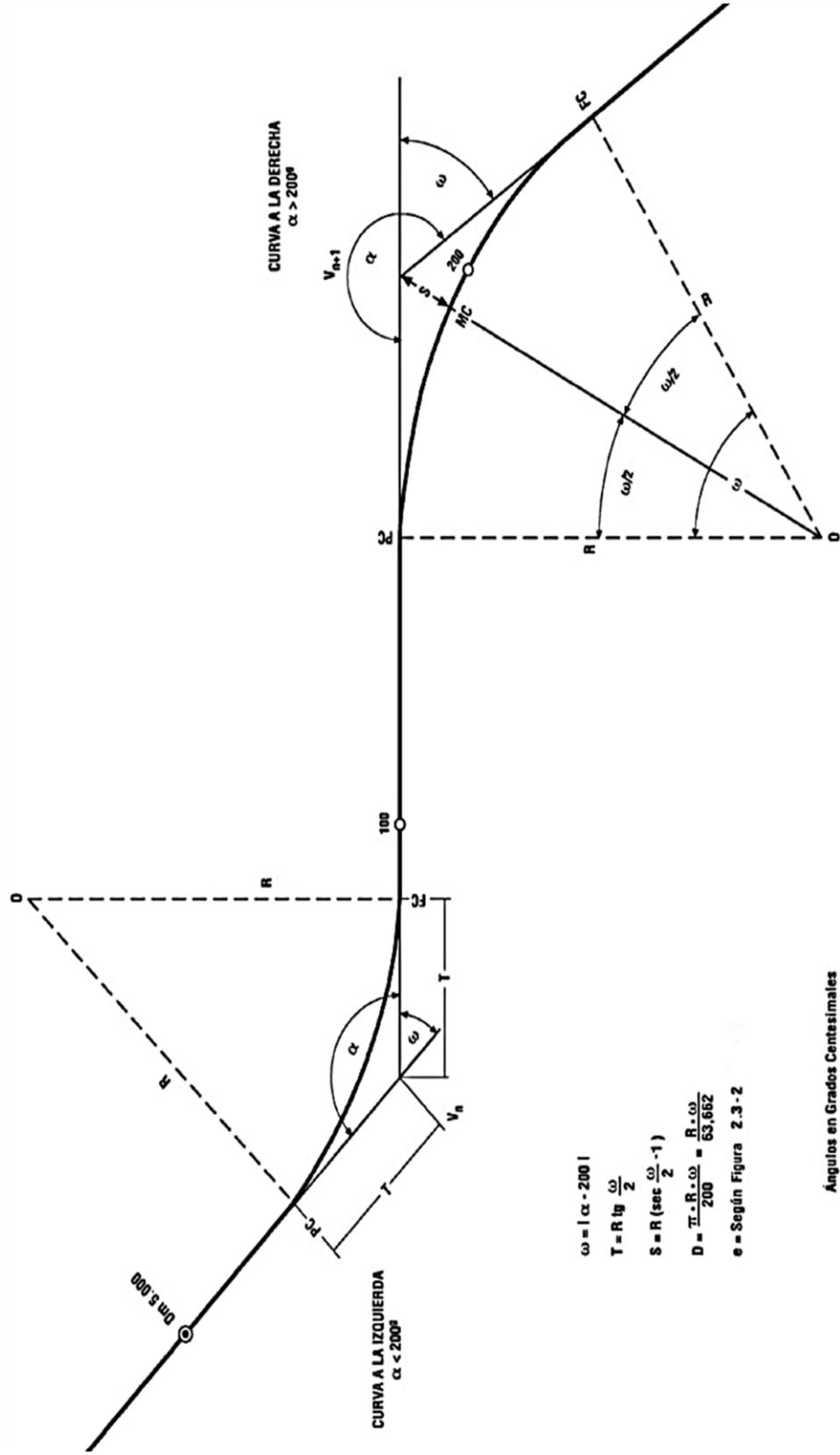
Los valores indicados corresponden a deseables y mínimos.

Fuente: Manual de diseño geométrico, ABC.

2.5.9 Curvas circulares

Las curvas circulares son aquellas que sirven para enlazar tangente o rectas con un sector de la circunferencia definida por una radio de curvatura y por un ángulo de deflexión entre las curvas circulares tenemos tres tipos que son curvas circulares simples, compuestas e inversas.

Figura 3. Elementos de la curva circular.



Fuente: Manuales de diseño geométrico, ABC.

Elementos de la curva circular

Son elementos asociados a una curva circular. La simbología normalizada que se define deberá ser respetada por el proyectista.

Longitud de tangente:

$$T = R \cdot \tan \frac{\omega}{2}$$

Distancia a externa:

$$S = R \cdot \left(\sec \frac{\omega}{2} - 1 \right)$$

Distancia de la ordenada media:

$$M = R \cdot \left(1 - \cos \frac{\omega}{2} \right)$$

Desarrollo de curva:

$$D_c = \frac{\pi \cdot R \cdot \omega}{200}$$

Longitud de la curva:

$$L_c = 2 \cdot R \cdot \sin \frac{\omega}{2}$$

Las medidas angulares se expresan en grados centesimales ($^{\circ}$).

Donde:

Vn = Vértice; punto de intersección de dos alineaciones consecutivas del trazado.

α = Angulo entre dos alineaciones, medido a partir de la alineación de entrada, en el sentido de los punteros del reloj, hasta la alineación de salida.

ω = Angulo de deflexión entre ambas alineaciones, que se repite como ángulo del centro subtendido por el arco circular. (Δ)

R = Radio de curvatura del arco de círculo (m).

T = Tangentes, distancias iguales entre el vértice y los puntos de tangencia del arco de círculo con las alineaciones de entada y salida (m). Determinan el principio de curva PC y fin de curva FC.

S = (E) Bisectriz; distancia desde el vértice al punto medio, MC (f), del arco de círculo (m).

Dc = Desarrollo; longitud del arco de círculo entre los puntos de tangencia PC y FC (m).

e = Peralte; valor máximo de la inclinación transversal de la calzada, asociada al diseño de la curva (%).

E = Ensanche; sobreesfuerzo que pueden requerir las curvas para compensar el mayor ancho ocupado por un vehículo al describir una curva.

2.5.9.1 Radios mínimos absolutos

Los radios mínimos para cada velocidad de proyecto, calculados bajo el criterio de seguridad ante el deslizamiento, están dados por la expresión:

$$R_{min} = \frac{V_p^2}{127(emax + f)} \quad (m)$$

Donde:

Rmín = Radio mínimo absoluto (m).

Vp = Velocidad proyecto (km/h).

emáx = Peralte máximo correspondiente a la carretera o el camino (m/m).

f = Coeficiente de fricción transversal máximo correspondiente a Vp.

Tabla 12. Radios mínimos absolutos en curvas horizontales.

Caminos colectores - locales - desarrollo			
Vp	emáx	f	Rmín
km/h	(%)		(m)
30	7	0,215	25
40	7	0,198	50
50	7	0,182	80
60	7	0,165	120
70	7	0,149	180
80	7	0,132	250

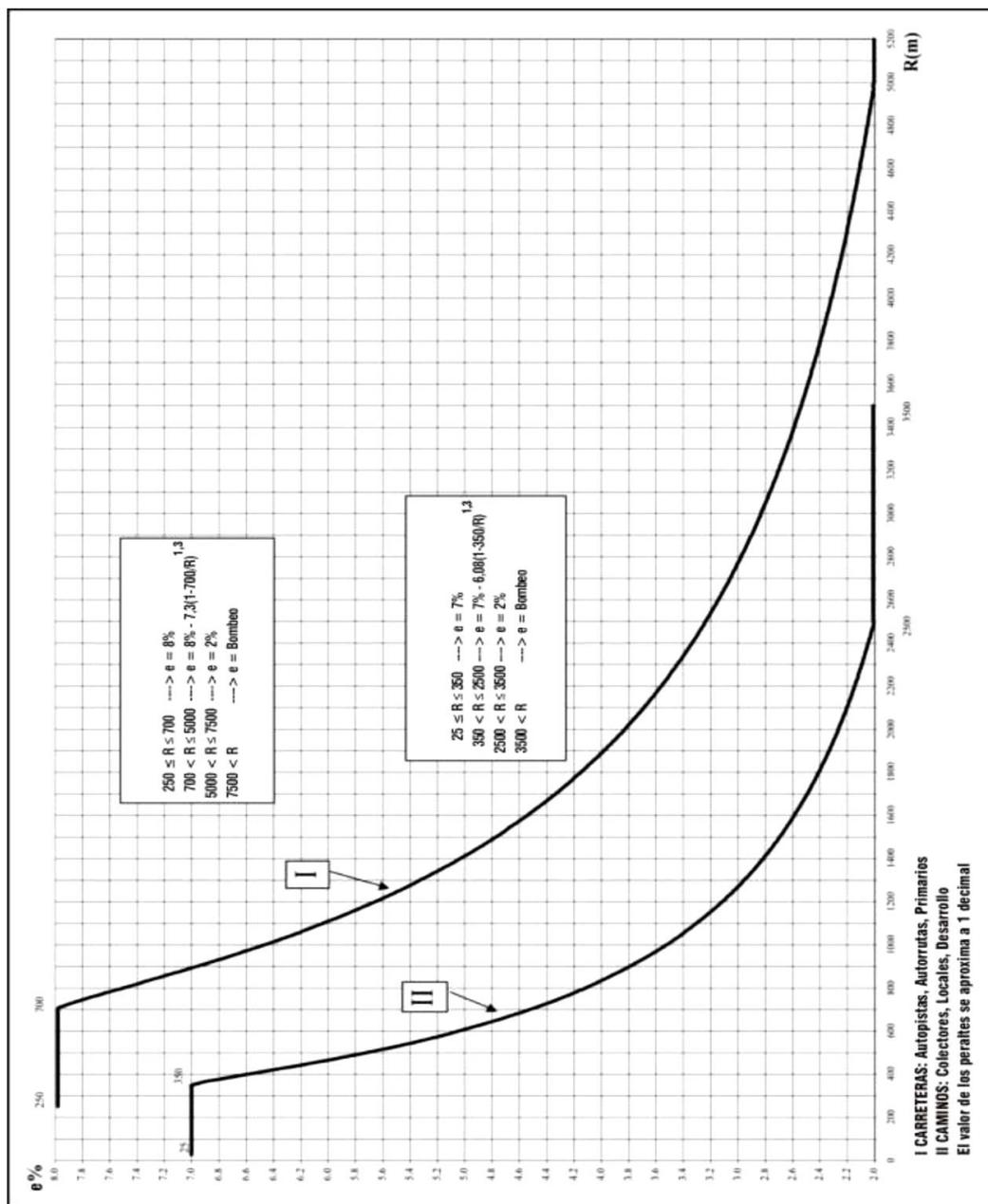
Fuente: Manual de diseño geométrico, ABC.

2.5.9.2 Peralte en función del radio de curvatura

La figura 4 entrega el valor de los peraltes a utilizar en carreteras y caminos, los que están dados exclusivamente en función del radio seleccionado. En ella se entregan las definiciones analíticas y la expresión gráfica que les corresponde.

Los valores de e (%) se leerán del gráfico aproximando a un decimal.

Figura 4. Relación radio – peralte para carreteras y caminos.



Fuente: Manual de diseño geométrico, ABC.

2.5.9.3 Desarrollo mínimo de curvas horizontales

Dado que el desarrollo de la curva circular es directamente proporcional al producto de la deflexión asociada a la curva circular (ωc) por el radio de la misma, para radios en el orden del radio mínimo y/o deflexiones pequeñas, resultan desarrollos demasiados cortos que conviene evitar en razón de la adecuada percepción de la curva.

i. En general se aceptarán desarrollos mínimos asociados a una variación de azimut entre el PC y el FC de la curva circular $\omega c \geq 9^\circ$, siendo deseables aquellos mayores o iguales a 20° .

Tabla 13. Entrega los desarrollos mínimos para cada V_p , en función de R_{\min} y ωc .

V_p (km/h)	40	50	60	70	80	90	100	110	120
$\omega c = 9^\circ$	7	12	17	26	35	47	60	76	100
$\omega c = 20^\circ$	16	26	38	57	78	104	134	170	220

Fuente: Manual de diseño geométrico, ABC.

ii. Deflexiones totales con $\omega < 6^\circ$ en estos casos se deben usar curvas circulares de radios muy amplios, que aseguren desarrollos mínimos del orden de los indicados en la tabla 14. No se podrán usar curvas de transición pues el término $(\omega - 2\tau)$ se hace negativo y no existe solución para el conjunto clotoide – arco circular.

Tabla 14. Desarrollos mínimos para deflexiones $\omega \leq 6$.

V_p (km/h)	2^g	3^g	4^g	5^g	6^g
40 – 60	140	125	115	100	90
70 – 90	205	190	170	150	130
100 – 120	275	250	225	200	175

Fuente: Manual de diseño geométrico, ABC.

En trazados nuevos no se aceptarán deflexiones de menos de 2° .

iii. Deflexiones totales con $7^\circ < \omega < 15^\circ$ esta situación es conflictiva, pues si se diseña con clotoides respetando $\tau > 3,1^\circ$, es decir $A = R/3,2$, el ωc disponible es muy pequeño para valores de ω cercanos a 7° , con lo que para lograr desarrollos mínimos aceptables, tales como los de la primera línea de la tabla 13, se requiere usar radios muy grandes, que

obligan a usar clotoides también grandes. Resulta en esos casos preferible emplear curvas circulares que no requieren clotoide ($R \geq 1500$ m para $V \leq 80$ km/h o $R \geq 3000$ para $V \geq 80$ km/h). A medida que ω crece acercándose a 15° la solución en base a clotoides y curvas circulares razonablemente grandes es adecuada, salvo que no existan limitaciones de espacio para usar curvas circulares sin clotoide. Para valores de ω en el orden de 10° se deberá analizar ambas soluciones y elegir la que más se adecua a la situación.

iv. En los casos de los acápites i y iii, bajo condiciones restrictivas, los desarrollos mínimos señalados en la primera línea de la tabla 13, se podrán dar por cumplidos si la curva circular aporta un 60% de dicha longitud y el saldo se logra sumándole 1/6 del desarrollo de cada clotoide.

2.5.9.4 Desarrollo de peralte en curvas circulares sin curvas de transición

Las normas que se establecen a continuación son válidas para el desarrollo de peralte en aquellos casos particulares en que no existe arco de enlace de curvatura variable, clotoides, entre la alineación recta y la curva circular. Los casos particulares en que no se consulta el empleo de clotoides, son:

Caminos de desarrollo con $V_p \leq 30$ km/h.

Curvas cuya deflexión (ω) está comprendida entre 2° y 6° en las que no se emplearán clotoides de enlace según se estableció en tabla 14.

Curvas cuyos radios superen 1500 m para caminos con $V_p \leq 80$ km/h ó 3000 m para Carreteras con $V_p \geq 80$ km/h, en las que se podrá prescindir de la clotoide de enlace.

2.5.9.5 Longitud del desarrollo de peralte

Eje de giro normal

Ya sea que se trate de calzadas bidireccionales o unidireccionales, considerando la respectiva posición normal del eje de giro del peralte, la longitud requerida para la transición desde el bombeo (-b) al peralte total (+e) o (-e), queda dada por:

$$l = \frac{n * a * \Delta p}{\Delta}$$

Donde:

l = Longitud del desarrollo del peralte (m).

n = Números de carriles entre el eje de giro del peralte y el borde de la calzada.

a = Ancho normal de un carril (m). Se prescinde de los posibles ensanches

Δp = Variación total de la pendiente transversal para el borde que debe transitar entre (-b) y (+e) en caminos bidireccionales o entre -b y (+e) o (-e) para el borde exterior en carreteras unidireccionales.

Δ = Pendiente relativa del borde de la calzada, respecto de la pendiente longitudinal del eje de la vía (%), cuyos valores normales y máximos se dan en la Tabla 15

Tabla 15. Valores admisibles pendiente relativa de borde $\Delta\%$.

Vp (km/h)	30 – 50	60 - 70	80 – 90	100 - 120
Δ Normal	0,7	0,6	0,5	0,35
Δ Máx $n = 1$	1,5	1,3	0,9	0,8
Δ Máx $n > 1$	1,5	1,3	0,9	0,8

Δ Mínimo en zona -b% a + b = 0,35% para todo Vp

Fuente: Manual de diseño geométrico, ABC.

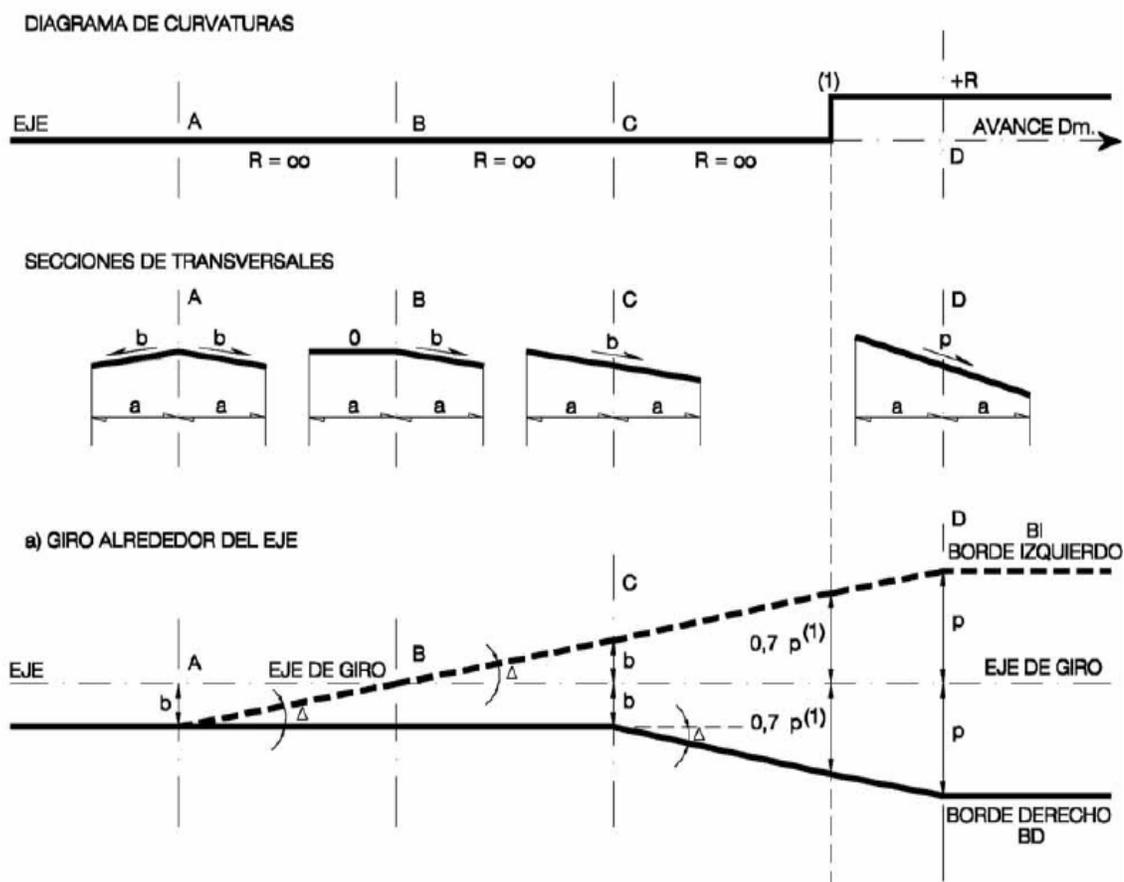
Los valores de Δ normal deben interpretarse como un Δ deseable, pudiendo emplearse valores menores y mayores con las limitaciones expuestas.

Los valores Δ máx sólo se usarán cuando el espacio disponible para la transición de peralte es limitado, o bien, cuando la pendiente longitudinal del camino en el tramo de transición es del orden de la pendiente relativa de borde, lo que tenderá a crear una zona de pendiente nula en todos los sentidos, cuando e transita en el entorno de cero, situación en que conviene limitar la longitud del tramo entre -b%, 0% y +b% para no agudizar el problema de drenaje de la calzada.

Giro en los bordes de una calzada bidireccional

Cuando la calzada en recta posee inclinación transversal a dos aguas y se desea dar el peralte en torno al borde interior de la curva, borde derecho en curvas a la derecha, es necesario inicialmente lograr el bombeo único girando en torno al eje, para posteriormente cambiar el eje de giro al borde interior.

Figura 5. Desarrollo del peralte en curvas circulares sin curvas de enlace.



Fuente: Manual de diseño geométrico, ABC.

2.5.9.6 Sobreancho en curvas circulares

En curvas de radio pequeño y mediano, según sea el tipo de vehículos comerciales que circulan habitualmente por la carretera o camino, se deberá ensanchar la calzada con el objeto de asegurar espacios libres adecuados (huelgas), entre vehículos que se cruzan en calzadas bidireccionales o que se adelantan en calzadas unidireccionales, y entre los vehículos y los bordes de las calzadas. El sobreancho requerido equivale al aumento del espacio ocupado transversalmente por los vehículos al describir las curvas más las huelgas teóricas adoptadas, (valores medios). El sobreancho no podrá darse a costa de una disminución del ancho de la berma o el SAP correspondiente a la categoría de la ruta.

Las huelgas teóricas consideradas para los vehículos comerciales de 2,6 m de ancho, en recta y en curva, según el ancho de una calzada de dos carriles, son:

Tabla 16. Huelgas teóricas.

Calzada de 7,0 m		Calzada de 6,0 m	
En recta	En curva ensanchada	En recta	En curva ensanchada
h1 0,5m	0,6 m	0,3 m	0,45 m
h2 0,4m	0,4 m	0,1 m	0,05 m
h2ext. 0,4m	0,0 m	0,1 m	0,0 m

Fuente: Manual de diseño geométrico, ABC.

Donde:

h_1 = Huelga entre cada vehículo y el eje demarcado.

h_2 = Huelga entre la cara exterior de los neumáticos de un vehículo y el borde exterior del carril por la que circula (en recta) o de la última rueda de un vehículo simple o articulado y el borde interior de la calzada en curvas.

$h_2 \text{ ext}$ = Huelga entre el extremo exterior del parachoque delantero y el borde exterior de la calzada, $h_2 \text{ ext} \approx h_2$ en recta y $h_2 \text{ ext} = 0$ en curvas ensanchadas.

Cálculo del sobreancho

El cálculo detallado del sobreancho en curvas circulares de carreteras y caminos se desarrolló mediante el análisis geométrico de las trayectorias que describen los diferentes vehículos, considerando el ancho de la calzada y las huelgas definidas; los resultados obtenidos quedan bien representados por las expresiones simplificadas que se presentan en la tabla 17, columna E(m), las que permiten calcular el ensanche total requerido en una calzada de dos carriles (bidireccional o unidireccional) con anchos de 7,0 y 6,0 m, empleando los parámetros de cálculo “Lo” para unidades simples (camiones y buses); L_1 y L_2 para unidades articuladas (semitrailer) y el radio R de la curva.

Tabla 17. Ensanche de la calzada E(m) (permite el cruce de 2 vehículos del mismo tipo manteniendo huelgas h1 y h2).

Tipo de vehículo (Lt en m)	Parámetro de cálculo (m)	E (m)	eint	eext	Radios límite (m)
Calzada en recta 7,0 m. (n =2) 0,35 m ≤ E ≤ 3,20 m E = eint+eext h1= 0,6 m h2 = 0,4 m					
Camión Unid. Simple Lt = 11,0* Bus Corriente Lt = 12,0	Lo = 9,5	$(Lo2/R) - 0,2$	0,65 E	0,35 E	$30 \leq R \leq 130$
Bus de Turismo Lt = 13,2* Bus de Turismo Lt = 14,0*	Lo = 10,5 Lo = 10,6	$(Lo2/R) - 0,2$	0,65 E	0,35 E	$30 \leq R \leq 160$
Semitrailer Lt = 15,4	L1 = 5,6 L2 = 10,0	$((L12+L22)/R) - 0,2$	0,70 E	0,30 E	$45 \leq R \leq 130$
Semitrailer Lt = 18,6*		L1 = 5,6 L2 = 12,2			$60 \leq R \leq 260$
Semitrailer Lt = 22,4*		L1 = 5,6 L2 = 15,5			$85 \leq R \leq 380$
Si eint calculado ≤0,35 m, se adopta eext = 0 y se da todo el ensanche E en eint					
Calzada en recta 6,0 m. (n =2) 0,35 m ≤ E ≤ 3,20 m h1= 0,45 m h2 = 0,05 m					
Camión Unid. Simple Lt = 11,0* Bus Corriente Lt = 12,0	Lo = 9,5	$(Lo2/R) + 0,15$	0,55 E	0,45 E	$30 \leq R \leq 450$
Bus de Turismo Lt = 13,2* Bus de Turismo Lt = 14,0*	Lo = 10,5 Lo = 10,6	$(Lo2/R) + 0,15$	0,55 E	0,45 E	$30 \leq R \leq 550$
Semitrailer Lt = 15,4	L1 = 5,6 L2 = 10,0	$((L12+L22)/R) + 0,20$	0,55 E	0,45 E	$45 \leq R \leq 650$
Semitrailer Lt = 18,6*	L1 = 5,6 L2 = 12,2	$((L12+L22)/R) + 0,20$	0,55 E	0,45 E	$60 \leq R \leq 850$
Semitrailer Lt = 22,4*		L1 = 5,6 L2 = 15,5			No corresponde a Caminos con Calzada 6,0 m
Si eint calculado ≤0,35 m, se adopta eext = 0 y se da todo el ensanche E en eint					

Fuente: Manual de diseño geométrico, ABC.

Donde:

E = Sobreancho

eint = Sobreancho interior de la curva

eext = Sobreancho exterior de la curva

Lt = Largo total del vehículo * indica largo máximo legal

Lo = Distancia entre parachoques delantero y último eje trasero

L1 = Distancia entre parachoques delantero y último eje camión tractor

L2 = Distancia entre pivote mesa de apoyo y último eje del tandem trasero

Tabla 18. Ensanche de la calzada en caminos con $V_p \leq 60 \text{ Km/h}$ alternativa con calzada en recta 7,0 m ($n=2$) y $h_1 = 0,45 \text{ m}$; $h_2 = 0,05$ $0,35 \leq E \leq 3,0 \text{ m}$.

Tipo de vehículo (Lt en m)	Parámetro de cálculo (m)	E (m)	eint	eext	Radios Límite (m)
Camión Unid. Simple Lt = 11,0* Bus Corriente Lt = 12,0	Lo = 9,5	$(L_0/2R) - 0,85$	0,55 E	0,45 E	$25 \leq R \leq 75$
Bus de Turismo Lt = 13,2* Bus de Turismo Lt = 14,0*	Lo = 10,5 Lo = 10,6	$(L_0/2R) - 0,85$	0,55 E	0,45 E	$30 \leq R \leq 95$
Semitrailer Lt = 15,4	L1 = 5,6 L2 = 10,0	$((L_1+L_2)/R) - 0,80$	0,55 E	0,45 E	$35 \leq R \leq 115$
Semitrailer Lt = 18,6*	L1 = 5,6 L2 = 12,2	$((L_1+L_2)/R) - 0,80$	0,55 E	0,45 E	$50 \leq R \leq 155$
Semitrailer Lt = 22,4*	No corresponde a Caminos con Calzada 6,0 m				

Fuente: Diseño geométrico de carreteras, ABC.

2.5.10 Arcos de enlace o transición

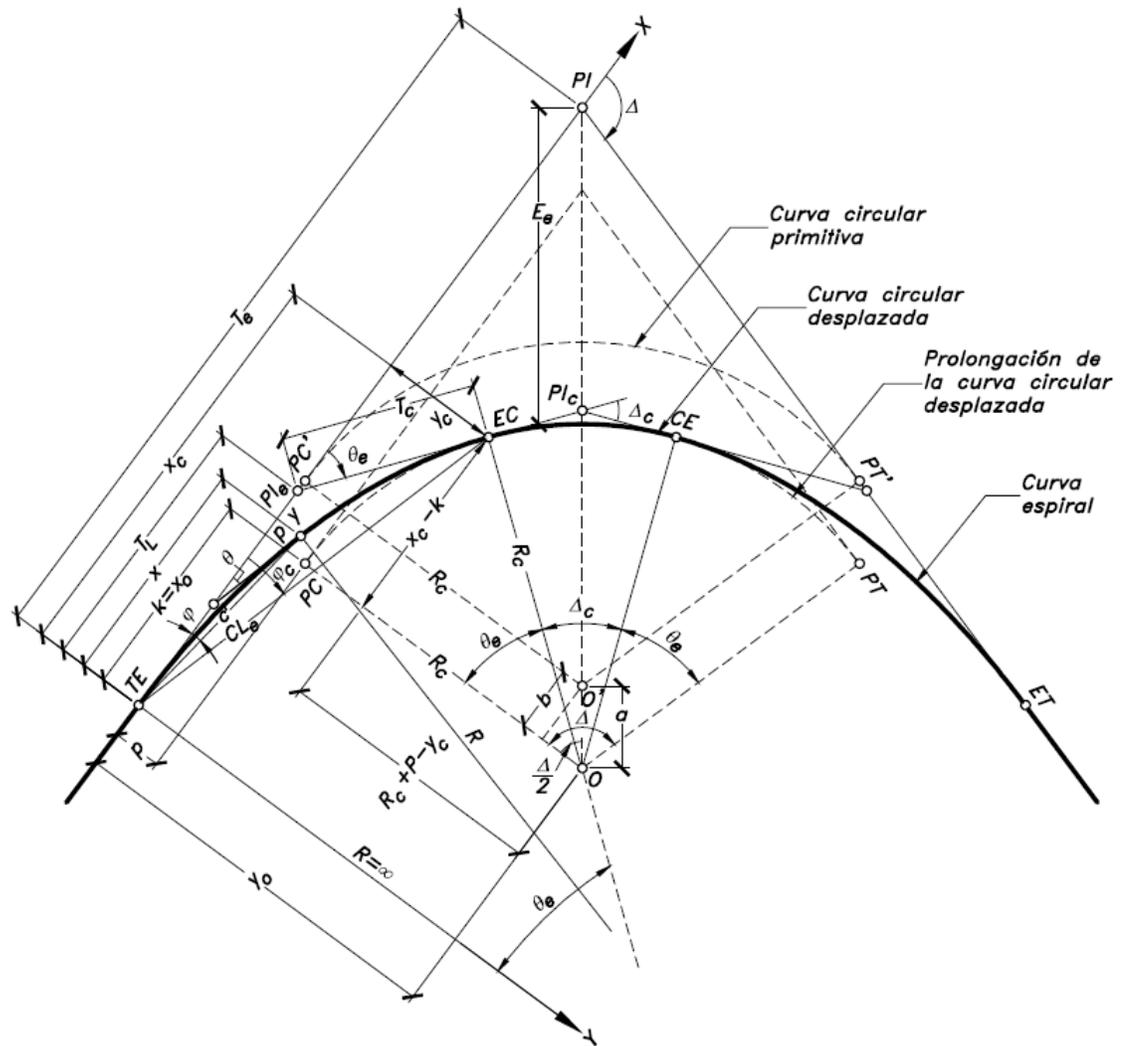
La incorporación de elementos de curvatura variable con el desarrollo, entre recta y curva circular o entre dos curvas circulares, se hace necesaria en carreteras y caminos por razones de seguridad, comodidad estética.

El uso de estos elementos permite que un vehículo circulando a la velocidad específica correspondiente a la curva circular, se mantenga en el centro de su carril.

Los dos alineamientos rectos o tangentes de entrada y salida se enlazan con una espiral de transición de entrada, una curva circular simple central y una espiral de transición de salida.

En este caso las espirales de transición de entrada y salida tienen igual longitud, resultando un enlace simétrico, lo cual es aconsejable desde el punto de vista del cálculo de los elementos geométricos de las curvas, lo mismo que desde el punto de vista de una operación vehicular gradual balanceada, que se traduce en seguridad para los usuarios. Al mismo tiempo, los vehículos cambian paulatinamente de dirección acorde con la curvatura, y la calzada se va inclinando transversalmente en forma uniforme siguiendo los peraltes y ampliaciones requeridas.

Figura 6. Elementos de la curva simétrica espiral – circular – espiral.



Fuente: Diseño geométrico de carreteras, James Cárdenas Grisales.

Donde:

PC, PT = Principios de curva y tangente en la prolongación de la curva circular desplazada.

TE = Tangente-espiral. Punto donde termina la tangente de entrada y empieza la espiral de entrada.

EC = Espiral-circular. Punto donde termina la espiral de entrada y empieza la curva circular central.

CE = Circular-espiral. Punto donde termina la curva circular central y empieza la espiral de salida.

ET = Espiral-tangente. Punto donde termina la espiral de salida y empieza la tangente de salida.

P = Punto cualquiera sobre el arco de espiral.

O' = Centro de la curva circular primitiva (sin transiciones).

O = Nuevo centro de la curva circular (con transiciones).

Δ = Angulo de deflexión entre las tangentes principales.

θ_e = Angulo de la espiral. Ángulo entre la tangente a la espiral en el TE y la tangente en el EC.

Δ_c = Angulo central de la curva circular con transiciones.

θ = Angulo de deflexión principal del punto P. Ángulo entre la tangente a la espiral en el TE y la tangente en el punto P.

ϕ = Deflexión correspondiente al punto P. Ángulo entre la tangente a la espiral en el TE y la cuerda c'.

ϕ_c = Deflexión correspondiente al EC, o ángulo de la cuerda larga de la espiral.

R = Radio de curvatura de la espiral en el punto P.

Rc = Radio de la curva circular central.

Te = Tangente de la curva espiral-circular-esprial. Distancia desde el PI al TE y del PI al ET.

TL = Tangente larga de la espiral.

TC = Tangente corta de la espiral.

c' = Cuerda de la espiral para el punto P.

CLe = Cuerda larga de la espiral.

Le = Longitud total de la espiral. Distancia desde el TE al EC.

L = Longitud de la espiral, desde el TE hasta el punto P.

p = Desplazamiento (disloque o retranqueo). Distancia entre la tangente a la prolongación de la curva circular desplazada al PC y la tangente a la curva espiralizada.

k = Distancia a lo largo de la tangente, desde el TE hasta el PC desplazado.

a = Desplazamiento del centro. Distancia desde O' hasta O .

b = Proyección de a sobre el eje X.

E_e = Externa de la curva espiral-circular-espiral.

x, y = Coordenadas cartesianas del punto P.

x_c, y_c = Coordenadas cartesianas del EC.

k, p = Coordenadas cartesianas del PC desplazado.

x_o, y_o = Coordenadas cartesianas del centro de la curva circular contrasiciones.

Para el cálculo de los diversos elementos del trazado espiralizado, es necesario partir de algunos datos conocidos, como lo son: el ángulo de deflexión entre las tangentes principales Δ ; el radio de la curva circular R_c según la velocidad de diseño, la jerarquía de la carretera y el tipo de terreno; y la longitud de la espiral L_e , cuya longitud mínima se determinará más adelante.

Los diferentes elementos, de acuerdo con la figura 6 anterior, se calculan como sigue:

Parámetro de la espiral (K)

$$K = \sqrt{R_c L_e}$$

Angulo de deflexión principal de un punto P (θ)

$$\theta = \frac{90^\circ}{\pi} \frac{L}{R}$$

Angulo de la deflexión de la espiral (θ_e)

$$\theta_e = \frac{90^\circ}{\pi} \frac{L_e}{R_c}$$

Angulo central de la curva circular (Δ_c)

$$\Delta_c = \Delta - 2\theta_e$$

Coordenadas cartesianas del EC (X_c , Y_c)

$$X_c = K\sqrt{2\theta_e}\left(1 - \frac{\theta_e^2}{10} + \frac{\theta_e^4}{216} - \frac{\theta_e^6}{9360} + \dots\right)$$

$$Y_c = K\sqrt{2\theta_e}\left(\frac{\theta_e}{3} - \frac{\theta_e^3}{42} + \frac{\theta_e^5}{1320} - \frac{\theta_e^7}{75600} + \dots\right)$$

Coordenadas cartesianas del PC desplazado (k , p)

$$p = \text{disloque} = Y_c - (R_c(1 - \cos\theta_e))$$

$$k = X_c - (R_c \text{sen}\theta_e)$$

Tangente de la curva espiral – circular – espiral (T_e)

$$T_e = k + (R_c + p)\tan\frac{\Delta}{2}$$

Externa de la curva espiral – circular – espiral (E_e)

$$E_e = (R_c + p)\left(\frac{1}{\cos\frac{\Delta}{2}}\right) - R_c$$

Tangentes larga y corta de la espiral (T_L , T_C)

$$T_L = X_c - \frac{Y_c}{\tan\theta_e}$$

$$T_C = \frac{Y_c}{\text{sen}\theta_e}$$

Coordenadas cartesianas del centro de la curva circular con transiciones (X_0 , Y_0)

$$X_0 = k = X_c - (R_c \text{sen}\theta_e)$$

$$Y_0 = Y_c + (R_c \cos\theta_e)$$

Cuerda larga de la espiral (CL_e)

$$CL_e = \sqrt{X_c^2 + Y_c^2}$$

Deflexión de cualquier punto P de la espiral (φ)

$$\varphi = \arctan\frac{Y}{X}$$

Deflexión del EC o ángulo de la cuerda larga (φ_c)

$$\varphi_c = \arctan \frac{Y_c}{X_c}$$

Longitud de la curva circular (L_s, L_c)

$$L_s = \frac{\pi R_c \Delta_c}{180^\circ}$$

Se emplearán arcos de enlace o transición en todo proyecto cuya V_p sea mayor o igual que 40 km/h. En caminos con $V_p \leq 80$ km/h solo se podrá prescindir de los arcos de enlace para radios ≥ 1500 m. En carreteras con $V_p \geq 80$ km/h solo se podrá prescindir de los arcos de enlace para radios ≥ 3000 m.

La clotoide como arco de enlace

Como elemento de curvatura variable en arcos de enlace, o como elemento de trazado propiamente tal, se empleará la clotoide, que presenta las siguientes ventajas:

El crecimiento lineal de su curvatura permite una marcha uniforme y cómoda para el usuario, quien solo requiere ejercer una presión creciente sobre el volante, manteniendo inalterada la velocidad, sin abandonar el eje de su carril.

La aceleración transversal no compensada, propia de una trayectoria en curva, puede controlarse limitando su incremento a una magnitud que no produzca molestia a los ocupantes del vehículo. Al mismo tiempo, aparece en forma progresiva, sin los inconvenientes de los cambios bruscos.

El desarrollo del peralte se logra en forma también progresiva consiguiendo que la pendiente transversal de la calzada aumente en la medida que aumenta la curvatura.

La flexibilidad de la clotoide permite acomodarse al terreno sin romper la continuidad, lo que permite mejorar la armonía y apariencia de la carretera.

Las múltiples combinaciones de desarrollo versus curvatura facilitan la adaptación del trazado a las características del terreno, lo que en oportunidades permite disminuir el movimiento de tierras logrando trazados más económicos.

La clotoide es una curva de la familia de las espirales, cuya ecuación paramétrica está dada por:

$$A^2 = R \cdot L$$

Donde:

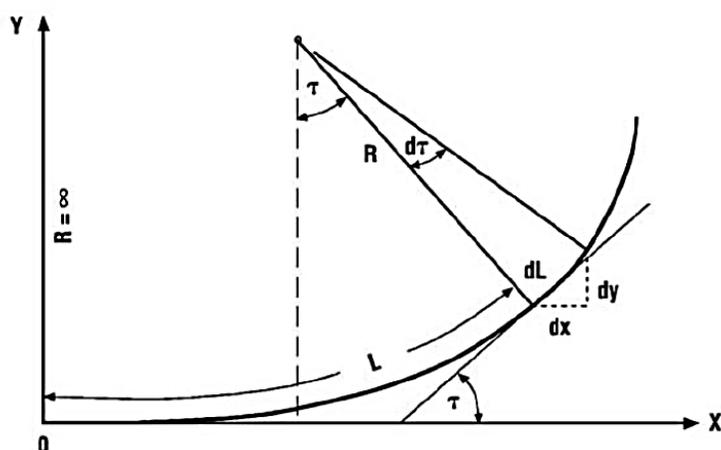
$A = K =$ Parámetro (m).

$R =$ Radio de curvatura en un punto (m).

$L =$ Desarrollo, el origen al punto de radio R (m).

Figura 7. Características generales de la clotoide.

RELACIONES GEOMETRICAS FUNDAMENTALES



$$\begin{aligned} A^2 &= RL \\ R d\tau &= dL \\ \int d\tau &= \int \frac{L dL}{A^2} \\ \tau &= \frac{L^2}{2A^2} + cte. \\ L &= 0 ; \tau = 0 \dots cte = 0 \\ \tau &= \frac{L^2}{2A^2} = 0.5 \frac{L}{R} \end{aligned}$$

Fuente: Manual de diseño geométrico, ABC.

Elección del parámetro A de las clotoides

Existen al menos cuatro criterios que determinan la elección del parámetro de una clotoide usada como curva de transición, ellos son:

Criterio a

Para tener una clara percepción del elemento de enlace y de la curva circular, el parámetro debe estar comprendido entre: $R/3 \leq A \leq R$.

La condición $A \geq R/3$ asegura que el ángulo τ será mayor o igual que $3,54^\circ$ y $A \leq R$ asegura que τ sea menor o igual que $31,83^\circ$. Para radios de más de 1000 m se aceptarían ángulos τ de hasta $3,1^\circ$, que está dada por $A = R/3,2$.

Criterio b

Como condición adicional de guiado óptico es conveniente que si el radio enlazado posee un $R \geq 1,2 R_{min}$ el Retraqueo de la curva circular enlazada (ΔR) sea $\geq 0,5$ m, condición que está dada por: $A \geq (12 \cdot R^3)^{0,25}$.

Criterio c

La longitud de la clotoide sea suficiente para desarrollar el peralte, situación que en general está cubierta por los parámetros mínimos que se señalan más adelante y los valores máximos de la pendiente relativa de borde.

Condición que se cumple si:

$$A \geq \left(\frac{n * a * e * R}{\Delta} \right)^{1/2}$$

Donde:

n = Número de carriles entre el eje de giro y el borde del pavimento peraltado

a = Ancho de carril, sin considerar ensanches

e = Peralte de la curva

R = Radio de la curva

Δ = Pendiente relativa del borde peraltado respecto del eje de giro

Criterio d

La longitud de la clotoide sea suficiente para que el incremento de la aceleración transversal no compensada por el peralte, pueda distribuirse a una tasa uniforme J (m/s^3). Este criterio dice relación con la comodidad del usuario al describir la curva de enlace, y para velocidades menores o iguales que la velocidad específica de la curva circular enlazada, induce una conducción por el centro del carril de circulación.

La expresión correspondiente, es:

$$A = \left(\frac{V_e * R}{46,656 * J} \left(\frac{V_e^2}{R} - 1,27 * e \right) \right)^{1/2}$$

Donde:

V_e = Velocidad específica (km/h) – con máximos de 110 km/h en caminos y 130 km/h en carreteras

R = Radio de la curva circular enlazada (m)

J = Tasa de distribución de la aceleración transversal (m/s^3)

e = Peralte de la curva circular (%)

Desarrollo máximo de la clotoide.

Aun cuando el criterio a estableció un valor máximo de $A = R$, no es conveniente emplear desarrollos clotoidales excesivamente largos, siendo recomendable limitarlos a $L_{max} = 1,5 L_{normal}$. La limitación de L_{max} . Es especialmente válida para clotoides que enlazan radios superiores a 200 m, en los que al usar valores de A cercanos a R , resultan desarrollos clotoidales muy largos, a los que se asocian valores de Δ y J muy pequeños; además durante un desarrollo considerable en la zona inicial de la clotoide, los valores de R son mucho más grandes que los radios que se están enlazando, o que los hace difíciles de percibir, sobretodo de noche.

Radios que no requieren el empleo de clotoides

En caminos con $V_p \leq 80$ km/h Si $R > 1500$ m

Sobre los límites antes establecidos, la aceleración transversal no compensada por el peralte “gt” es menor que el J normal para $V_e \geq 80$ km/h ($0,4$ m/seg³), considerando en el cálculo $V_e = 110$ km/h para caminos y $V_e = 130$ km/h en carreteras.

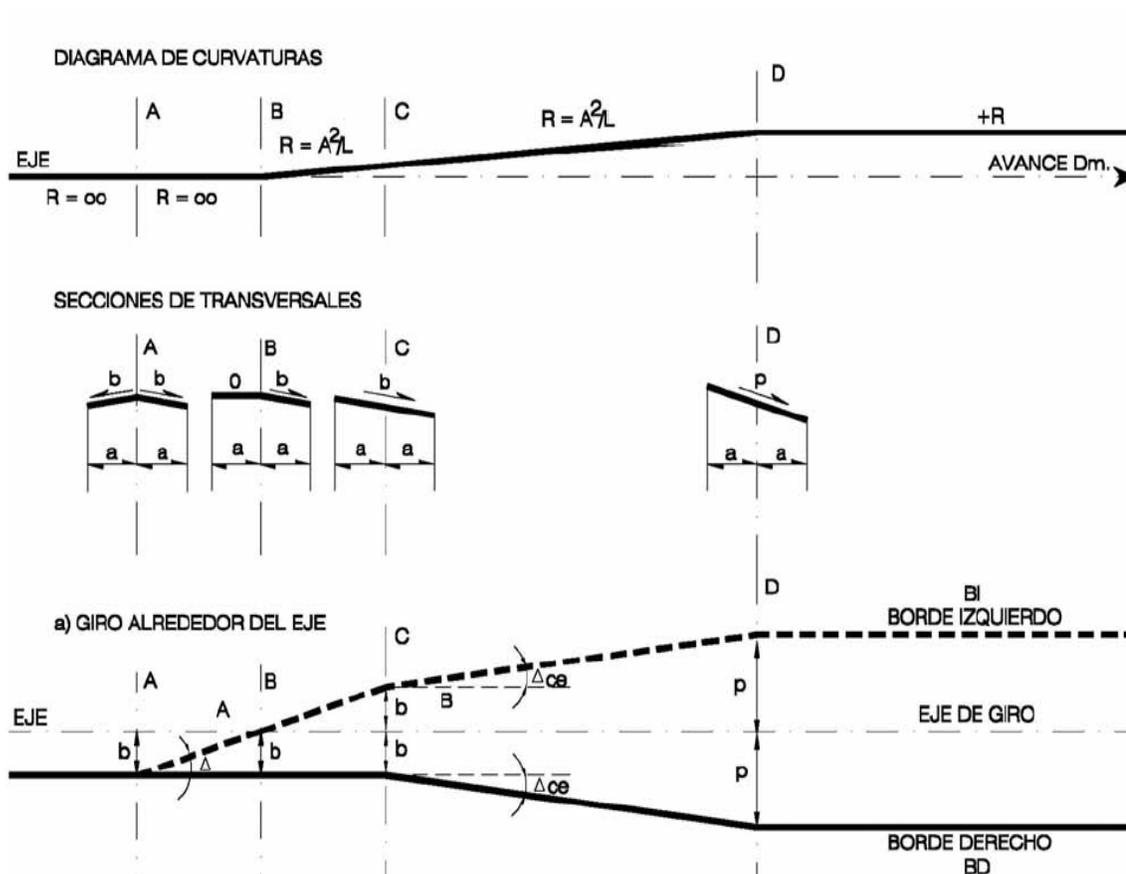
Desarrollo de peralte en arcos de enlace

Cuando existe arco de enlace, el desarrollo del peralte puede darse de forma tal que el valor alcanzado sea exactamente el requerido por el radio de curvatura en el punto considerado, obteniéndose el valor máximo de “e” justo en el principio de la curva circular retranqueada.

Cuando la calzada posee doble bombeo, o si el bombeo único es en sentido contrario al sentido de giro de la curva que se debe enlazar será necesario efectuar en la alineación recta, el giro del carril o de la calzada, hasta alcanzar la pendiente transversal nula en el

inicio de la curva de enlace. Desde ese punto se desarrolla el peralte al ritmo antes descrito. Si se hiciera la transición desde $-b\%$ a 0% dentro de la curva de enlace, quedaría un sector con un déficit de peralte.

Figura 8. Desarrollo del peralte en curvas circulares con curvas de enlace.



Fuente: Manual de diseño geométrico, ABC.

2.5.11 Trazado en alineamiento vertical

Las cotas del eje en planta de una carretera o camino, al nivel de la superficie del pavimento o capa de rodadura, constituyen la rasante o línea de referencia del alineamiento vertical. La representación gráfica de esta rasante recibe el nombre de perfil longitudinal del proyecto.

La rasante determina las características en el alineamiento vertical de la carretera y está constituida por sectores que presentan pendientes de diversa magnitud y/o sentido, enlazadas por curvas verticales que normalmente serán parábolas de segundo grado.

Para fines de proyecto, el sentido de las pendientes se define según el avance de la distancia acumulada (Dm), siendo positivas aquellas que implican un aumento de cota y negativas las que producen una pérdida de cota.

Las curvas verticales de acuerdo entre dos pendientes sucesivas permiten lograr una transición paulatina entre pendientes de distinta magnitud y/o sentido, eliminando el quiebre de la rasante. El adecuado diseño de ellas asegura las distancias de visibilidad requeridas por el proyecto. En todo punto de la carretera debe existir por lo menos la visibilidad de frenado que corresponda a la V^* del tramo.

El trazado en el alineamiento vertical está controlado principalmente por la: Categoría del camino, topografía del área, trazado en horizontal y velocidad V^* correspondiente, distancia de visibilidad, drenajes, valores estéticos y ambientales y costos de construcción.

2.5.11.1 Pendientes máximas

La siguiente tabla establece las pendientes máximas admisibles según la categoría de la carretera o camino.

Tabla 19. Pendientes máximas admisibles %.

Categoría	Velocidad de proyecto (km/h)									
	≤30	40	50	60	70	80	90	100	110	120
Desarrollo	10-12	10-9	9	-	-	-	-	-	-(1)	-
Local	-	9	9	8	8	-	-	-	-	-
Colector	-	-	-	8	8	8	-	-	-	-
Primario	-	-	-	-	-	6	5	4,5	-	-
Autorrutas	-	-	-	-	-	6	5	4,5	-	-
Autopistas	-	-	-	-	-	5	-	4,5	-	4

(1) 110 km/h no está considerada dentro del rango de V_p asociadas a las categorías.

Fuente: Manual de diseño geométrico, ABC.

2.5.11.2 Pendientes mínimas

Es deseable proveer una pendiente longitudinal mínima del orden de 0,5 % a fin de asegurar en todo punto de la calzada un eficiente drenaje de las aguas superficiales. Se distinguirán los siguientes casos particulares:

Si la calzada posee un bombeo o inclinación transversal de 2 % y no existen soleras o cunetas, se podrá excepcionalmente aceptar sectores con pendientes longitudinales de hasta 0,2 %. Si el bombeo es de 2,5 % excepcionalmente se podrán aceptar pendientes longitudinales iguales a cero.

Si al borde del pavimento existen soleras la pendiente longitudinal mínima deseable será de 0,5 % y mínima absoluta 0,35 %.

En zonas de transición de peralte en que la pendiente transversal se anula, la pendiente longitudinal mínima deberá ser de 0,5 % y en lo posible mayor.

Si los casos analizados precedentemente se dan en cortes, el diseño de las pendientes de las cunetas deberá permitir una rápida evacuación de las aguas, pudiendo ser necesario revestirlas para facilitar el escurrimiento.

Enlaces de rasantes

Curvas verticales de enlace

El ángulo de deflexión entre dos rasantes que se cortan, queda definido por la expresión:
 θ radianes = $(i_1 - i_2)$

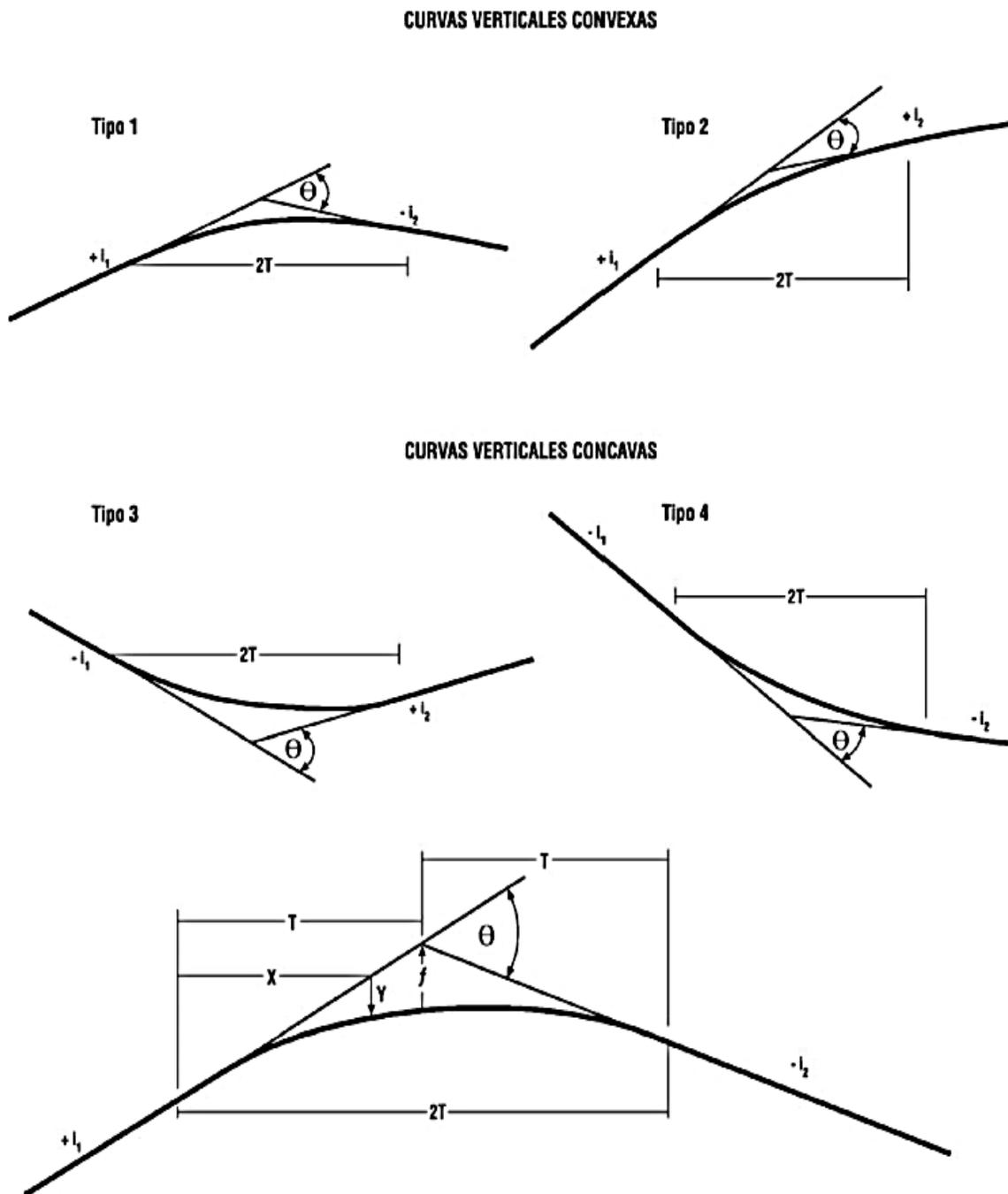
Es decir, θ se calcula como el valor absoluto de la diferencia algebraica de las pendientes de entrada y salida, expresadas en m/m. Las pendientes deberán considerarse con su signo, según su definición:

+ Pendiente de subida según el avance de Dm.

- Pendiente de bajada según avance de Dm.

Toda vez que la deflexión θ es igual o mayor que 0,5 % = 0,005 m/m, se deberá proyectar una curva vertical para enlazar las rasantes. Bajo esta magnitud se podrá prescindir de la curva de enlace ya que la discontinuidad es imperceptible para el usuario.

Figura 9. Elementos de la curva vertical.



2.5.11.3 Curvas verticales convexas

La distancia de frenado sobre un obstáculo fijo situado sobre el carril de tránsito y la altura de los ojos del conductor sobre la rasante de este carril.

$$K_v = \frac{Df^2}{2 \cdot (\sqrt{h_1} + \sqrt{h_2})^2}$$

Donde:

K_v = Parámetro curva vertical convexo (m).

Df = Distancia de frenado f (V^*) (m).

h_1 = Altura ojos del conductor 1,10 m.

h_2 = Altura obstáculo fijo 0,20 m.

Luego:

$$K_v = \frac{Df^2}{4,48}$$

2.5.11.4 Curvas verticales cóncavas

La distancia de frenado nocturna sobre un obstáculo fijo que debe quedar dentro de la zona iluminada por los faros del vehículo.

$$K_c = \frac{Df^2}{2 \cdot (h + Df \sin \beta)}$$

Donde:

K_c = Parámetro curvo vertical cóncava (m).

Df = Distancia de frenado f (V_p) (m). (se considera que de noche los usuarios no superen V_p).

h = Altura focos del vehículo 0,6 m.

β = Altura de abertura del haz luminoso respecto de su eje 1° .

Luego:

$$K_c = \frac{Df^2}{(1,2 + 0,035Df)}$$

Longitud mínima de curvas verticales

Por condición de comodidad y estética, la longitud mínima de las curvas verticales está dada por:

$$2 \cdot T(m) \geq |V_p(\text{km/h})|$$

Es decir, el desarrollo mínimo de la curva vertical será el correspondiente al número de metros que representa la velocidad de proyecto de la carretera, expresada en km/h.

En los casos en que la combinación parámetro mínimo ángulo de deflexión θ no cumple con esta condición de desarrollo mínimo, se determinara el parámetro mínimo admisible a partir de:

$$K = 2 \cdot T_{\text{mínimo}}/\theta \geq V_p/\theta$$

Parámetros mínimos por visibilidad de adelantamiento

En este caso, a considerar en caminos bidireccionales, tienen relevancia las curvas verticales convexas, ya que en las cóncavas las luces del vehículo en sentido contrario son suficientes para indicar su posición y no existe obstáculo a la visual durante el día a causa de la curva.

$$k_a = \frac{D_a^2}{2(\sqrt{h_1} + \sqrt{h_5})^2}$$

Donde:

K_a = Parámetro mínimo para visibilidad adelantamiento (m)

D_a = Distancia de adelantamiento $f(v)$ (m)

h_1 = Altura ojos conductor 1,10 (m)

h_5 = Altura vehículo en sentido contrario 1,2 (m)

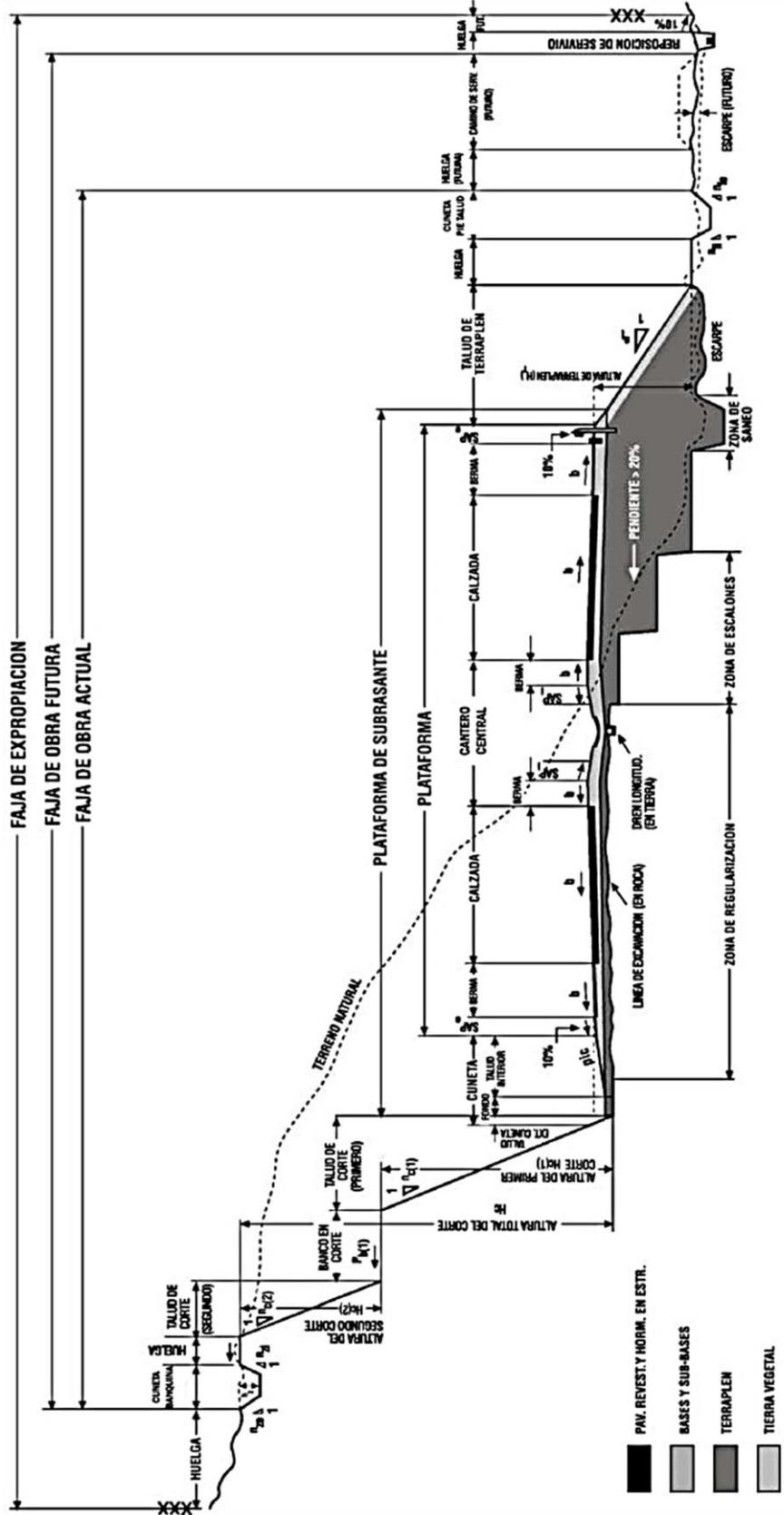
2.6 SECCIONES TRANSVERSALES

La sección transversal de una carretera o camino describe las características geométricas de estas, según un plano normal a la superficie vertical que contiene el eje de la carretera.

Dicha sección transversal varia de un punto a otro de la vía, ya que ella resulta de la combinación de los distintos elementos que la constituyen, cuyos tamaños, formas e interrelaciones depende de las funciones que ellas cumplan y de las características del trazado y del terreno en los puntos considerados.

En la figura a continuación, se presenta un perfil transversal mixto (corte y terraplén) correspondiente al caso de una vía con calzadas separadas en recta.

Figura 10. Perfil transversal descriptivo, calzadas separadas en recta.



Fuente: Manual de diseño geométrico, ABC.

2.6.1 La plataforma

Se llama plataforma a la superficie visible de una vía formada por su(s), calzada(s), sus bermas, los sobreanchos de plataforma (SAP) y su cantero central, en caso de existir esta última como parte de la sección transversal tipo.

El ancho de la plataforma será entonces la suma de los anchos de sus elementos constitutivos, cuyas características se definen en esta sección.

La altimetría de la plataforma está dada por el perfil longitudinal de la rasante y por la inclinación transversal de sus elementos.

2.6.2 La(s) calzada(s)

Una calzada es una banda material y geoméricamente definida, de tal modo que su superficie pueda soportar un cierto tránsito vehicular y permitir desplazamientos cómodos y seguros de los mismos.

La calzada está formada por dos o más carriles. Un carril será entonces cada una de las divisiones de la calzada que pueda acomodar una fila de vehículos transitando en un sentido.

En el caso de carreteras o caminos con calzada bidireccional de dos carriles, cada uno de ellos podrá ser utilizado ocasionalmente por vehículos que marchan en el sentido opuesto, en el momento en que estos adelanten a otros más lentos.

2.6.3 Bombeos

En tramos rectos o en aquellas cuyo radio de curvatura permite el contra peralte según los límites fijados, las calzadas deberán tener, con el propósito de evacuar las aguas superficiales, una inclinación transversal mínima o bombeo, que depende del tipo de superficie de rodadura y de la intensidad de la lluvia de 1 hora de Duración con Periodo de Retorno de 10 Años (I^1_{10}) mm/h, propia del área en que se emplaza el trazado.

Tabla 20. Bombeos de la calzada.

Tipo de superficie	Pendiente transversal	
	$(I^1_{10}) \leq 15 \text{ mm/h}^{(1)}$	$(I^1_{10}) > 15 \text{ mm/h}^{(1)}$
Pav. de hormigón o asfalto	2,0	2,5
Tratamiento superficial	3,0 (2)	3,5
Tierra, grava, chancado	3,0 – 3,5 (2)	3,5 – 4,0

(1) Determinar mediante estudio hidrológico

En climas definitivamente desérticos, se pueden rebajar los bombeos hasta un valor límite de 2,5 %.

Fuente: Manual de diseño geométrico, ABC.

2.6.4 Bermas

Son franjas que flanquean el pavimento de la(s) calzada(s). Ellas pueden ser construidas con pavimento de hormigón, capas asfálticas, tratamiento superficial, o simplemente ser una prolongación de la capa de grava en los caminos no pavimentados.

En pavimentos de hormigón que consulten ensanches hacia la berma como parte del diseño estructural, la berma podrá contar con un sector de hormigón y el saldo para completar su ancho, se dará con una capa asfáltica de 0,05 m de espesor mínimo, apoyada sobre una base granular de CBR 80 %, cuyo espesor será el existente entre la subbase y la cara inferior de la capa. Si el pavimento de hormigón no consulta un sobreancho estructural, la berma se construirá según se indica para los pavimentos asfálticos.

Las bermas cumplen cuatro funciones básicas: proporcionan protección al pavimento y a sus capas inferiores, que de otro modo se verían afectadas por la erosión y la inestabilidad; permiten detenciones ocasionales; aseguran una luz libre lateral que actúa psicológicamente sobre los conductores, aumentando de este modo la capacidad de la vía, y egresen espacio adicional para maniobras de emergencia, aumentando la seguridad.

Para que estas funciones se cumplan en la práctica, las bermas deben ser de un ancho constante, estar libres de obstáculos y deben estar compactadas homogéneamente en toda su sección. Para logara dichos objetivos se consultan los sobreanchos de la plataforma “SAP”, que confinan la estructura de las bermas y en los que se instalaran las barreras de seguridad y la señalización vertical.

2.6.5 Sobreanchos

Tendrá siempre un SAP mínimo de 0,5 m que permita confinar las capas de subbase y base de modo que en el extremo exterior de la berma sea posible alcanzar el nivel de compactación especificado. Consecuentemente, en los 0,5 m exteriores del SAP no se podrá lograr la compactación máxima exigida por el resto de la plataforma por falta de confinamiento y riesgo por perdida de estabilidad del equipo de compactación autopropulsado. Toda vez que el SAP tenga un ancho mayor que 0,5 m, el ancho adicional adyacente a la berma deberá compactarse según las mismas exigencias especificadas para las bermas.

Tabla 21. Resumen de anchos de plataforma en terraplén y de sus elementos a nivel de rasante.

Número de calzadas y categoría	Velocidad proyecto (km/h)	Ancho pistas "a" (m) (1)	Ancho bermas		Ancho sap (3)		Ancho cantero central - M (m)			Ancho total de plataforma A nivel de rasante ⁽⁵⁾				
			"bj" Interior (m)	"be" Exterior (m)	"SI" Interior (m)	"Se" Exterior (m)	Inicial 4 pistas ampliable a 6	Final 6 pistas	Final = inicial 4 pistas	6 pistas y 4 ampliable	4 pistas	2 pistas		
Calzada bidireccional	100-90	3,5	-	2,5	-	1,0	-	-	-	-	-	-	14,0	
														80
	80	3,5	-	1,5	-	0,5 - 0,8	-	-	-	-	-	11,0		
													70	3,5
	60	3,0 - 3,5	-	0,5 - 1,0 ⁽²⁾	-	0,5 - 0,8	-	-	-	-	-	-		
													50	3,0 - 3,5
	40	3,0	-	0,0 - 0,5 ⁽²⁾	-	0,5	-	-	-	-	-	-		
													30	2,0 - 3,0
	Desarrollo	Local	Colector	Primario										

Fuente: Manual de diseño geométrico, ABC.

2.6.6 Volúmenes de movimiento de tierras

Uno de los principales objetivos al seleccionar un lugar específico para una vialidad, es minimizar el volumen de tierra que se requiere para el proyecto. Por tanto, se estima el volumen de movimiento de tierra que interviene en cada lugar alternativo, tanto en la etapa preliminar como en el final.

Para determinar el volumen de movimiento de tierra que interviene para una rasante dada, se toman perfiles transversales a intervalos regulares a lo largo de rasante. En general las secciones transversales están separadas cada 10 metros, aunque a veces se aumenta esta distancia para la ingeniería preliminar. Estas secciones transversales se obtienen al graficar el nivel del terreno y la rasante propuesta para la vía, a lo largo de una línea perpendicular a la rasante para indicar las áreas de excavación y las áreas de terraplén.

En la figura 11 se muestran tres tipos de sección transversal. Cuando el cálculo se hace manualmente, las secciones transversales se grafican en papel estándar para secciones transversales, generalmente a una escala de 1:200 en direcciones horizontal y vertical, respectivamente. Entonces se determinan las áreas de corte y de terraplén para cada sección transversal, con el uso de un planímetro a medida o mediante otro método adecuado. Entonces se calcula el volumen de movimiento de la tierra a partir de las áreas de las secciones transversales y de las distancias entre estas secciones.

Un método común para determinar el volumen es el del promedio de las áreas extremas. Este procedimiento se basa en la suposición de que el volumen entre dos secciones transversales consecutivas, es el promedio de sus áreas multiplicado por la distancia entre aquéllas, tal como se da en la siguiente ecuación.

$$V = \frac{L}{2} (A_1 + A_2) \frac{m^3}{s}$$

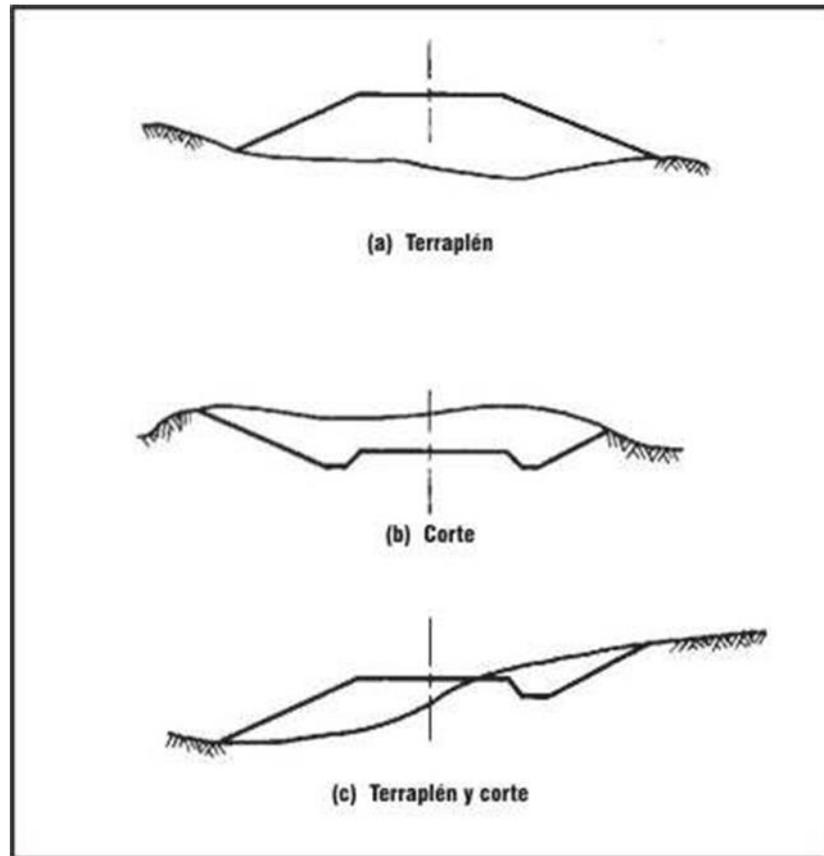
Donde:

V = Volumen (m^3)

A_1 y A_2 = Áreas extremas (m^2)

L = Distancia entre las secciones transversales (m)

Figura 11. Tipo de secciones transversales.



Fuente: Manual de diseño geométrico, ABC.

2.6.7 Diagrama de la curva de masa

El diagrama de la curva masa es una serie de líneas unidas que describen la acumulación neta de corte o de relleno, entre dos perfiles transversales cualesquiera. La ordenada del diagrama de la curva masa es la acumulación neta en m^3 desde un punto inicial arbitrario. Entonces, la diferencia de ordenadas entre dos perfiles transversales cualesquiera, representa la acumulación neta de corte o de relleno entre estos perfiles transversales si se considera que el primer perfil transversal del camino es el punto inicial, entonces la acumulación neta en este perfil transversal es cero.

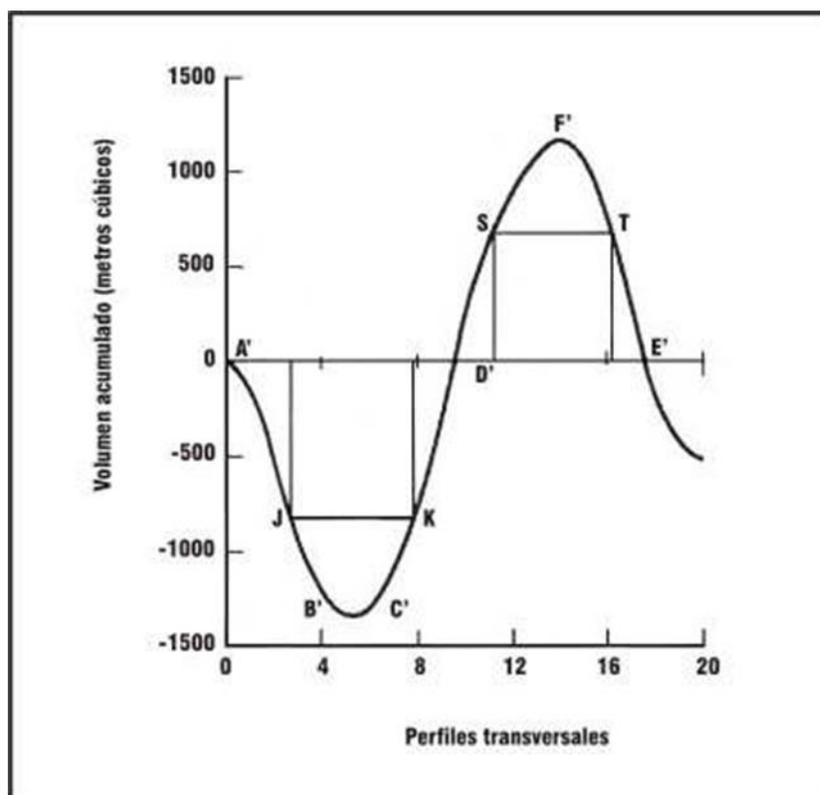
Interpretación del diagrama de la curva de masa

A partir de la figura 12 se pueden hacer las siguientes observaciones.

Cuando el diagrama de la curva de la masa presenta una pendiente descendente (negativa) la sección anterior es un terraplén y cuando la pendiente es ascendente (positiva) la sección anterior es un corte.

La diferencia de ordenadas en el diagrama de la curva de masa entre dos perfiles transversales cualquiera, representa la acumulación neta entre los dos perfiles transversales (corte o relleno)

Figura 12. Diagrama de curva masa.



Fuente: Diseño geométrico de carreteras, ABC.

Una línea horizontal en el diagrama de la masa define la ubicación para cuales, la acumulación neta es cero entre estos dos puntos. A éstos se les conoce como "puntos de balance", porque existe un balance de los volúmenes de corte y de relleno entre estos puntos. En la figura 12 el eje "x" representa un equilibrio entre los puntos A' y D' y un equilibrio entre los puntos D' y E'. Más allá del punto E' el diagrama de curva de masa indica una condición de relleno, para la cual no hay un corte que lo compense.

Puede dibujarse otras líneas horizontales que unan partes del diagrama de curva de masa. Por ejemplo, las líneas J-K Y S-T, que tiene cada una cinco perfiles transversales de longitud describen un equilibrio de corte y de relleno entre los perfiles transversales en los puntos J-K y S-T.

2.7 DISEÑO ESTRUCTURAL

2.7.1 Estructura del pavimento

La estructura del pavimento se define como un conjunto de capas superpuestas, horizontales, de diferentes materiales y espesores. Estas estructuras estratificadas, se apoyan en la subrasante y las cuales deben distribuir y transmitir las cargas de tráfico durante un período de varios años, sin deterioros que afecten la seguridad y comodidad de los usuarios o a la propia integridad del pavimento. Las características estructurales de cada una de las capas están relacionadas con los materiales empleados en la estructura del pavimento, en particular las características mecánicas, y espesores de estas capas.

Los suelos y agregados, forman diversos espesores de obra utilizadas en estructuras de pavimento, las más empleadas son las siguientes:

Capas granulares, naturales y artificiales

Mezclas Bituminosas, compuestas por áridos embebidos en un ligante bituminoso. Reciben diferentes denominaciones en función de su apariencia, constitución y puesta en obra. Se emplea en las capas superficiales de los pavimentos flexibles.

Hormigones, forman el pavimento rígido adoptando diversas configuraciones hormigones vibrados en masa, armado, compactados con rodillo.

Estas unidades de obra están definidas en las especificaciones técnicas para obras de carreteras donde se fijan las especificaciones referentes a los materiales, la ejecución, terminación, control de calidad, tolerancias y forma de pago.

2.7.1.1 Funciones de un pavimento

Un pavimento es una estructura construida sobre un suelo de fundación apropiada (subrasante), tiene por finalidad resistir, transmitir y distribuir los esfuerzos originados por los vehículos, además de proporcionar una superficie de rodamiento que permita el tráfico

seguro y confortable a velocidades operacionales deseadas y bajo cualquier condición climática, tratándose principalmente de actividades multidisciplinario donde están involucrados conceptos y técnicas de la geotecnia, calidad de materiales y tipo de transporte de circulación en la vía, las condiciones de funcionamiento vehicular en una vía no pavimentada son precarias, generando limitaciones en las velocidades de desplazamiento y cargas de los vehículos, elevando los costos de operación (mantenimiento y combustible). Mejorar las condiciones de transitabilidad, hace necesarias la construcción y diseño óptimos de un pavimento acorde a las necesidades del lugar.

2.7.2 Tipos de pavimentos

Existen dentro de los tipos de pavimentos los siguientes:

Pavimentos flexibles

Convencionales de base granular.

De base asfáltica.

Pavimentos con tratamiento superficial.

Pavimentos rígidos

Pavimentos semirrígidos

Dentro de los diferentes tipos de pavimento se describirán pavimentos flexibles y rígidos.

2.7.2.1 Pavimento flexible

Son aquellos que generalmente tienen un revestimiento de concreto asfáltico sobre una capa base, el concreto asfáltico al tener menos rigidez tiene mayor deformación que la del hormigón y produce tensiones mayores en la subrasante, de tal forma que las capas de revestimiento y base absorben las tensiones verticales de compresión. La repetición de las tensiones y deformaciones verticales de compresión que actúan en todas las capas del pavimento producen la formación de hundimientos en la trilla de rueda, cuando el tráfico tiende una elevación significativa. Además de considerar de que el espesor de pavimento dependerá en gran parte de la calidad de la subrasante.

Los elementos que integran el pavimento flexible son:

Capa sub base

Destinada fundamentalmente a soportar, transmitir y distribuir con uniformidad las cargas aplicadas a la superficie de rodadura de pavimento. Esta capa se encuentra entre la capa base y subrasante sirviendo como material de transición.

Capa base

Es la capa del pavimento que tiene como función primordial resistir, distribuir y transmitir las cargas ocasionadas por el tránsito, a la sub base y a través de esta a la subrasante y es la capa sobre la cual se coloca la capa de rodadura.

Superficie de rodadura

Es la capa que se coloca sobre la capa base, su objetivo principal es proteger la estructura del pavimento, impermeabilizando la superficie, para evitar filtraciones de agua. Evita la desintegración de las capas subyacentes a causa del tránsito vehicular.

2.7.2.2 Pavimento rígido

Son pavimentos en los que el principal componente estructural son las losas de concreto de cemento portland, la cual debido a su rigidez produce una buena distribución de las cargas de ruedas dando tensiones muy bajas en la subrasante. La capa inmediatamente inferior a las losas de concreto, pueden ser base o sub-base la cual el material cuya capacidad de soporte sea inferior a la requerida por los materiales de la capa base de los pavimentos flexibles. El elemento principal de estos pavimentos es concreto de cemento portland, es la capa superior de la estructura de pavimento, construido de concreto hidráulico, por lo que debido a su rigidez y alto módulo de elasticidad, basan su capacidad portante en la losa.

Estas se dividen en tres tipos:

Concreto hidráulico simple u hormigón simple

Estas no contienen armadura en la losa y el espaciamiento es pequeño (2.50 a 4.50m). Las juntas pueden o no tener dispositivos de transferencia de cargas.

Concreto hidráulico reforzado u hormigón armado con juntas

Tienen espaciamientos mayores entre juntas (6.10 a 38.60 m) y llevan armadura distribuida en la losa a efecto de controlar y mantener cerrados las fisuras de contracción.

Concreto hidráulico reforzado continuo u hormigón armado continuo

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

2.7.3 Módulo resiliente de acuerdo a AASHTO 93

Los materiales que constituyen los pavimentos se ven sometidos a cargas dinámicas de diversas magnitudes que le son transmitidas por el tráfico. Con el fin de tener en cuenta la naturaleza cíclica de las cargas que actúan en los materiales que conforman una estructura del pavimento, así como el comportamiento no lineal y resiliente de los materiales, se han realizado en el mundo varios trabajos experimentales, tanto en modelos a escala natural como en muestras probadas en el laboratorio, obteniéndose valiosa información sobre el comportamiento esfuerzo-deformación de los materiales.

Las deformaciones resilientes o elásticas son de recuperación instantánea y suele denominarse plásticas a aquellas que permanecen en el pavimento después de cesar la carga. Bajo carga móvil la deformación permanente se va acumulando y para ciclos intermedios la deformación permanente para cada ciclo disminuye, hasta que prácticamente desaparece en los ciclos finales. La muestra llega así a un estado tal que en toda la deformación es recuperable, en ese momento tiene un comportamiento resiliente. De aquí se desprende el concepto de módulo resiliente, el cual está definido como el esfuerzo desviador repetido aplicado en compresión triaxial entre la deformación axial recuperable.

En este sentido, la “Guía de diseño AASTHO 93” ha propuesto correlaciones que determinan el mantenimiento rutinario (MR) a partir de ensayos de CBR.

A continuación, se indican las principales:

Correlación establecida por Heukelom y Klomp: aplicable a suelos finos con CBR saturado menor a 10%.

$$M_R(\text{psi}) = 1500 \times \text{CBR}$$

Correlación establecida por el instituto del Asfalto.

$$M_R(\text{psi}) = A + B \times \text{CBR}$$

Donde:

$$A = \text{De } 772 \text{ a } 1155$$

$$B = \text{De } 369 \text{ a } 555$$

Para suelos finos con CBR saturado menor a 20%, la guía recomienda utilizar la siguiente expresión:

$$M_R(\text{psi}) = 1000 + 555 \times \text{CBR}$$

Expresión general en la “Guía AASHTO 2002”:

$$M_R(\text{psi}) = 2555 \times \text{CBR}^{0,64}$$

2.7.4 Periodo de diseño

El método toma dos variables para tomar en cuenta: periodo de análisis y vida útil del pavimento. El periodo de análisis puede comprender varios periodos de la vida útil, el del pavimento original y de los distintos refuerzos de rehabilitación. La vida útil es el periodo inicial de diseño, de construcción y el momento en que este alcanza el mínimo grado de serviciabilidad. Los periodos de análisis recomendados por la AASHTO se muestran en la tabla 22.

Tabla 22. Periodo de diseño.

Tipo de carretera	Periodo de análisis (años)
Urbana de tránsito elevado.	30 – 50
Interurbana de tránsito elevado	20 – 50
Pavimentada de baja intensidad de tránsito	15 – 25
De baja intensidad de tránsito, pavimentación con grava	10 – 20

Fuente: AASHTO, Guide for Design of Pavement Structures 1993

2.7.5 Serviciabilidad

Se define la serviciabilidad como la capacidad del pavimento para brindar la condición necesaria para proveer a los usuarios un manejo seguro y confortable en un determinado momento. En el procedimiento diseño AASHTO, la serviciabilidad está calificada en términos de clasificación de serviciabilidad presente (PSR). Se lo califica el PSR un grupo de usuarios que circula sobre el pavimento y lo califica de 0 a 5.

Tabla 23. Índice de serviciabilidad.

PSR	Condición
0 - 1	Muy pobre
1 - 2	Pobre
2 - 3	Regular
3 - 4	Buena
4 - 5	Muy buena

Fuente: AASHTO, Guide for Design of Pavement Structures 1993

El diseño estructural basado en la serviciabilidad, considera necesario determinar el índice de serviciabilidad inicial (P_0) y el índice de serviciabilidad final (P_t), para la vida útil o de diseño del pavimento.

a) Índice de serviciabilidad inicial (P_0)

El índice de serviciabilidad inicial (P_0) se establece como la condición original del pavimento inmediatamente después de su construcción o rehabilitación. AASHTO estableció valores que se recomiendan dependiendo del tipo de pavimento

son los siguientes:

Índice de serviciabilidad inicial:

$P_0 = 4,5$ para pavimentos rígidos

Po= 4,2 para pavimentos flexibles.

b) Índice de serviciabilidad final (Pt)

El índice de serviciabilidad final (Pt), ocurre cuando la superficie del pavimento ya no cumple con las expectativas de comodidad y seguridad exigidas por el usuario.

Índice de serviciabilidad final:

Pt= 2,5 o más para caminos muy importantes

Pt= 2,0 para caminos de tránsito menor

2.7.6 Perdida índice serviciabilidad

Los valores anteriormente descritos nos permiten determinar la disminución del índice de servicio, que representa una pérdida gradual de la calidad de servicio de la carretera, originada por el deterioro del pavimento. Por tanto:

$$\Delta PSI = P_o - P_t$$

Donde:

ΔPSI = Diferencia entre los índices de servicio inicial y el final deseado

Po = Índice de servicio inicial

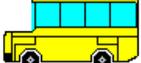
2.7.7 Tráfico

Probablemente, la variable más importante en el diseño de vías es el tránsito, pues, si bien el volumen y dimensiones de los vehículos influyen en su diseño geométrico, el número y el peso de los ejes de estos son factores determinantes en el diseño de la estructura del pavimento. Los pavimentos se proyectan para que resistan determinado número de cargas durante su vida útil. Los vehículos transmiten carga al pavimento mediante dispositivos de apoyo multiruedas de diferentes ejes. Siendo el tráfico uno de los parámetros importantes para el diseño de pavimentos a partir de aforos iniciales y datos históricos de los mismos, el número y composición de los ejes se determina a partir de los siguientes datos:

El TPDA es el promedio aritmético de los volúmenes diarios de tránsito encuestados durante un año, con una clasificación de vehículos utilizada por tipo y uso. Según la ABC

(administradora boliviana de carreteras) se tiene para cada tipo de vehículo la siguiente tabla.

Tabla 24. Clasificación de vehículos.

Código	Tipo de vehículos	Figura
1	Automóviles y vagonetas	
2	Camionetas (hasta 2 Ton.)	
3	Minibuses (hasta 15 pasajeros)	
MB	Microbuses (hasta 21 pasajeros; de 2 ejes)	
B2	Buses medianos (hasta 35 pasajeros; de 2 ejes)	
B3	Buses grandes (más de 35 pasajeros; de 3 ejes)	
C2m	Camiones medianos (de 2,5 a 10,0 ton; de 2 ejes)	
C2	Camiones grandes (más de 10,0 ton; de 2 ejes)	
C3	Camiones grandes (más de 10,0 ton; de 3 ejes)	
CSR	Camiones semirremolque	
CR	Camiones remolque	
12	Otros vehículos	

Fuente: Administradora boliviana de carreteras ABC.

La tasa de crecimiento representa el crecimiento promedio anual del TPDA. Según la AASHTO recomienda para realizar de una forma sencilla para todo periodo de diseño la siguiente expresión:

$$FC = \frac{(1 + r)^P - 1}{r}$$

Donde:

FC = Factor de crecimiento.

r = Tasa de crecimiento.

P = Periodo de diseño

2.7.7.1 Configuración de eje

Eje es un conjunto de dos o más ruedas que transmiten el peso al camino. Se las define de la siguiente manera:

Eje delantero: eje que se encuentra en la parte delantera del vehículo.

Eje central: eje que se encuentra en la parte central del vehículo.

Eje posterior: eje que se encuentra en la parte posterior del vehículo.

Eje retráctil: conjunto de dos o más ruedas que está provisto de un dispositivo mecánico, hidráulico que sirve para modificar el peso transmitido a la superficie de la vía y que puede elevar sus neumáticos y no tocar la superficie de rodadura.

2.7.7.2 Tipo de ejes

Se considerará como grupo de ejes a aquellos cuyas distancias entre ejes sean menores a 2,4 metros:

Eje simple

Cada uno de los ejes de un vehículo, que forman un solo apoyo del chasis.

Figura 11. Peso admisible de eje simple 2 neumáticos de 7 Ton.

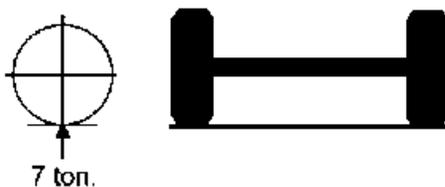


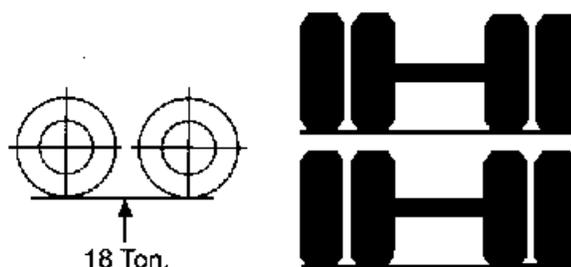
Figura 12. Peso admisible eje simple de 4 neumáticos es de 11 Ton.



Eje tipo tándem

Grupo de ejes formado por el sistema de dos ejes de iguales características, cuyos centros geométricos están a una distancia comprendida entre un metro veinte centímetros (1,20 m.) y dos metros cuarenta centímetros (2,40 m.).

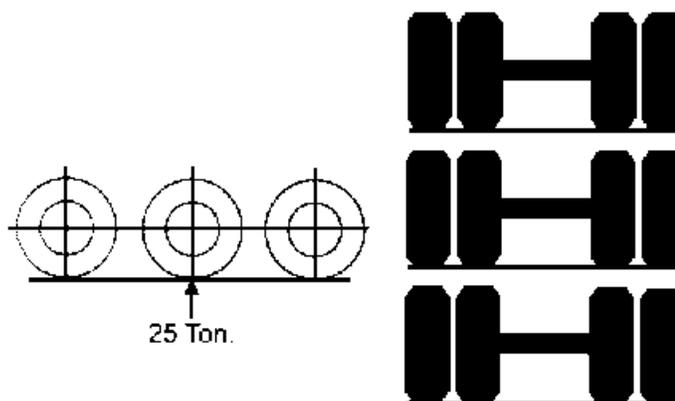
Figura 13. Peso máximo admisible para un eje tándem de 8 neumáticos de 18 Ton.



Eje tipo trídem

Grupo de ejes formado por el sistema de tres ejes de iguales características, cuyos centros geométricos están a una distancia mínima de un metro veinte centímetros (1,20 m.) o máxima de dos metros cuarenta centímetros (2,40 m.), entre ejes consecutivos.

Figura 14. Peso máximo admisible para eje trídem de 6 neumáticos es de 25 Ton.



2.7.7.3 Distribución Direccional “DD”

La distribución se toma un 50% de tránsito por cada dirección del flujo vehicular censado, en algunos casos puede variar ser mayor en una dirección de 0,3 – 0,7 dependiendo de la dirección acumulada de vehículos cargados.

2.7.7.4 Factor de distribución por carril “DI”

El carril de diseño es aquella que recibe el mayor número de ESALs, para vías de dos carriles, por lo cual el factor de distribución es 100 %. Para autopistas multicarriles el carril de diseño es el carril exterior y el factor de distribución depende del número de carriles en cada dirección que tenga la autopista. En la tabla 5 se muestran los valores utilizados por la AASHTO.

Tabla 25. Factor de distribución por carril.

No. carriles en cada dirección	Porcentaje de ejes simples equivalentes de 18 kips en el carril de diseño (FC)
1	100
2	80 – 100
3	60 – 80
4 o más	50 – 75

Fuente: AASHTO, Guide for Design of Pavement Structures 1993.

2.7.7.5 Conversión de tránsito a ejes equivalentes ESALs

Los diferentes tipos de tránsito, compuesto por cargas diferentes que actúan sobre un pavimento producen diferentes tensiones y deformaciones, las fallas serán distintas. Para tener en cuenta esta diferencia, el tránsito es representado por un número equivalente de ejes de una determinada carga que producirán el mismo daño similar a toda la composición del tráfico, de acuerdo a eje simple patrón de carga de 18 kips (80 kN u 8,2 Ton.), esta conversión se hace a través de los factores equivalentes de carga LEF (Load equivalent factor).

2.7.7.6 Factores Equivalentes de Carga (LEF)

Uno de los resultados significativos del AASHTO road test fue el desarrollo de cargas equivalentes de un solo eje (ESAL'S). ESAL'S es un factor numérico que expresa la relación de una carga de eje dada (típicamente 18,000 libras) a otra carga de eje en términos del daño relativo a la estructura del pavimento.

La conversión de tráfico a un número de ESAL's de 18 kips (Equivalent Single Axis Loads) se utiliza factores equivalentes de carga LEFs (Load Equivalent Factor).

El factor equivalente de carga LEF es un valor numérico que expresa la relación entre la pérdida de serviciabilidad ocasionada por una determinada carga de un tipo de eje y la producida por el eje patrón de 18 kips.

$$LEF = \frac{W_{18}}{W_X}$$

Donde:

W_{18} = N° de ESALs de 80 KN que producen pérdida de serviciabilidad.

W_X = N° de ejes X KN que producen la misma pérdida de serviciabilidad.

Es importante tener en cuenta que los factores de ESAL no solo dependen del tipo y peso del eje, sino también del tipo de pavimento (es decir, los factores de ESAL son diferentes para los pavimentos de asfalto y de concreto).

Cálculo del factor de equivalencia para pavimentos flexibles

$$\frac{W_X}{W_{18}} = \left(\frac{L_{18} + L_{2S}}{L_X + L_{2X}} \right)^{4,79} * \left(\frac{10^{G/\beta_X}}{10^{G/\beta_{18}}} \right) (L_{2X})^{4,33}$$

$$G = \log\left(\frac{4,2 - p_t}{4,2 - 1,5}\right)$$

$$\beta_X = 0,40 + \frac{0,08 * (L_X + L_{2X})^{3,23}}{(SN + 1)^{5,19} * L_{2X}^{3,23}}$$

Cálculo del factor de equivalencia para pavimentos rígidos

$$\frac{W_X}{W_{18}} = \left(\frac{L_{18} + L_{2S}}{L_X + L_{2X}} \right)^{4,62} * \left(\frac{10^{G/\beta_X}}{10^{G/\beta_{18}}} \right) (L_{2X})^{3,28}$$

$$G = \log\left(\frac{4,5 - p_t}{4,5 - 1,5}\right)$$

$$\beta_X = 1 + \frac{3,63 * (L_X + L_{2X})^{5,20}}{(D + 1)^{8,46} * L_{2X}^{3,52}}$$

Donde:

LEF = Factor de eje equivalente.

L_X = Peso del eje en kips (kilo libras).

L_{18} = 18 kips/eje.

L_{2X} = Código para la configuración del eje.

1 = Eje único

2 = Eje tándem

3 = Eje triple

L_{2S} = 1.

β_X = Factor que depende del tipo y código del eje, y del número estructura SN o espesor de la losa según se trate de pavimento flexible o rígido respectivamente.

β_{18} = Valor de β para el eje equivalente.

SN = Número estructural (structural number), en pulgadas.

D = Espesor de la losa, en pulgadas.

p_t = Índice de serviciabilidad final.

2.7.7.7 Factor de camión

Para expresar el daño que produce el tráfico, en términos del deterioro que produce un vehículo en particular, hay que considerar la suma de los daños producidos por cada eje de ese tipo de vehículo. De este criterio nace el concepto de factor de camión, que se define como el número de ESAL's por número de vehículo. Este factor puede ser

calculado para cada tipo de camiones, o para todos los vehículos como un promedio de una determinada configuración de tráfico.

$$\text{Factor Camion} = \text{TF} = \frac{\text{N}^\circ \text{ESALs}}{\text{N}^\circ \text{de camiones}}$$

Se ha demostrado que el eje delantero tiene una mínima influencia en el daño producido en el pavimento, por ejemplo, en el ahuellamiento, la fisuración y la pérdida de serviciabilidad su participación varía de 0,13 al 2,1 %. Por esta razón el eje delantero no está incluido en los factores de equivalencia de carga, lo cual no afecta a la exactitud del cálculo. Es conveniente calcular el factor de camión para cada tipo de vehículo.

2.7.7.8 Numero de Ejes Equivalentes (ESALs)

Se calcula para el carril de diseño utilizando la siguiente ecuación:

$$\text{ESALs} = \left(\sum_{i=1}^m \text{Pi} * \text{Fi} * \text{P} \right) * \text{TPDA} * \text{FC} * \text{DD} * \text{DI} * 365$$

Donde:

Pi = Porcentaje del total de repeticiones para el i-ésimo grupo de vehículos o cargas.

Fi = Factor de equivalencia de carga por eje, del i-ésimo grupo de eje de carga.

P = Promedio de ejes por camión pesado.

TPDA = Tránsito promedio diario.

FC = Factor de crecimiento para un período de diseño en años.

DD = Distribución direccional.

DI = Distribución por carril.

2.7.8 Nivel de confianza y desviación estándar

El nivel de confianza es uno de los parámetros importantes introducidos por la AASHTO al diseño de pavimentos, porque establece un criterio que está relacionado con el desempeño del pavimento frente a las solicitaciones exteriores. La confiabilidad se define como la probabilidad de que el pavimento diseñado se comporte de manera satisfactoria durante toda su vida de proyecto, bajo las solicitaciones de carga e intemperismo, o la

probabilidad de que los problemas de deformación y fallas estén por debajo de los niveles permisibles. Para elegir el valor de este parámetro se considera la importancia del camino, la confiabilidad de la resistencia de cada una de las capas y el tránsito de diseño pronosticado.

Tabla 26. Niveles de confiabilidad.

Tipo de camino	Zonas urbanas	Zonas rurales
Autopistas	85 – 99.9	80 – 99.9
Carreteras de primer orden	80 – 99	75 – 95
Carreteras secundarias	80 – 95	75 – 95
Caminos vecinales	50 – 80	50 – 80

Fuente: AASHTO, Guide for Design of Pavement Structures 1993.

La esquematización del comportamiento real del pavimento y la curva de diseño propuesta por la AASHTO tienen la misma forma pero no coinciden. La falta de coincidencia se debe a los errores asociados a la ecuación de comportamiento propuesta y a la dispersión de la información utilizada en el dimensionamiento del pavimento. Por esta razón la AASHTO adoptó un enfoque de regresiones para ajustar estas dos curvas. De esta forma los errores se representan mediante una desviación estándar S_o , para compatibilizar los dos comportamientos. El factor de ajuste entre las dos curvas se define como el producto de la desviación normal Z_R , por la desviación estándar S_o . Los factores de desviación normal Z_R se muestran en la siguiente tabla:

Tabla 27. Factores de desviación normal.

Confiabilidad	Z_R	Confiabilidad	Z_R
50	0	92	-1,405
60	-0,253	94	-1,555
70	-0,524	95	-1,645
75	-0,674	96	-1,751
80	-0,841	97	-1,881
85	-1,037	98	-2,054
90	-1,282	99	-2,327

Fuente: Guía para el diseño y la construcción de pavimentos rígidos, Ing. Aurelio Salazar Rodríguez, 1998.

Para una construcción por etapas, la vida útil ha de ser menor al periodo de análisis (vida útil < periodo de análisis), en este caso se deben considerar las confiabilidades de todo el periodo de diseño, de donde resulta que:

$$R_{\text{etapa}} = (R_{\text{total}})^{\frac{1}{n}}$$

Donde:

n = Número de etapas previstas

Una vez elegido un nivel de confianza y obtenidos los resultados del diseño, éstos deberán ser corregidos por dos tipos de incertidumbre: la confiabilidad de los parámetros de entrada, y de las propias ecuaciones de diseño basadas en los tramos de prueba. Para este fin, se considera un factor de corrección que representa la desviación estándar, de manera reducida y simple, este factor evalúa los datos dispersos que configuran la curva real de comportamiento del pavimento.

2.7.9 Coeficiente de drenaje

El coeficiente depende de dos parámetros: la capacidad del drenaje, que se determina de acuerdo al tiempo que tarda el agua en ser evacuada del pavimento, y el porcentaje de tiempo durante el cual el pavimento está expuesto a niveles de humedad próximos a la saturación, en el transcurso del año. Dicho porcentaje depende de la precipitación media anual y de las condiciones de drenaje, la AASHTO define cinco capacidades de drenaje, que se muestran en la siguiente tabla:

Tabla 28. Tiempos de drenaje.

Calidad del drenaje	Tiempo que tarda el agua en ser evacuada 50%
Excelente	2 horas
Bueno	1 día
Regular	1 semana
Malo	1 mes
Muy malo	Agua no drena

Fuente: AASHTO, Guide for Design of Pavement Structures 1993.

De acuerdo a las capacidades de drenaje la AASHTO establece los factores de corrección m^2 (bases) y m^3 (sub-bases granulares sin estabilizar), para pavimentos flexibles, los cuales están dados en la tabla 29 y tabla 30, en función del porcentaje de tiempo a lo largo de un año, en el cual la estructura del pavimento está expuesta a niveles de humedad próximos a la saturación.

Tabla 29. Coeficientes de drenaje para pavimentos flexibles.

Capacidad de drenaje	% de tiempo en el que el pavimento está expuesto a niveles de humedad próximos a la saturación.			
	Menos del 1 %	1 a 5 %	5 a 25 %	Más del 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
Malo	1,15 – 1,05	1,05 – 0,80	0,80 – 0,60	0,60
Muy malo	1,05 – 0,95	0,95 – 0,75	0,75 – 0,40	0,40

Fuente: AASHTO, Guide for Design of Pavement Structures 1993.

Tabla 30. Coeficientes de drenaje para pavimentos rígido.

Capacidad de drenaje	% de tiempo en el que el pavimento está expuesto a niveles de humedad próximos a la saturación.			
	Menos del 1 %	1 a 5 %	5 a 25 %	Más del 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	1,00 – 1,00	1,00 – 0,90	0,90
Malo	1,10 – 1,00	1,00 – 0,90	0,90 – 0,80	0,80
Muy malo	1,00 – 0,90	0,90 – 0,80	0,80 – 0,70	0,70

Fuente: AASHTO, Guide for Design of Pavement Structures 1993.

2.7.10 Método AASHTO-93. Pavimento de concreto asfáltico

Para el diseño estructural de pavimentos flexibles según el método está basado en la determinación del número estructural “SN” que debe soportar el nivel de carga exigido por el tipo de tráfico.

2.7.10.1 Determinación del número estructural (SN) para pavimentos flexibles

El método de diseño de la AASHTO para la determinación del número estructural requerido se lo realiza con la siguiente fórmula de diseño:

$$\log W_{18} = Z_R S_o + 9,36 \log(SN + 1) - 0,20 + \frac{\log(\Delta PSI)}{4,2 - 1,5} + 2,32 \log M_R - 8,07$$

$$40 + \frac{1094}{(SN + 1)^{5,19}}$$

Donde:

W_{18} = Tráfico equivalente o ESALs.

Z_R = Factor de desviación normal para un nivel de confiabilidad R.

S_o = Desvío estándar.

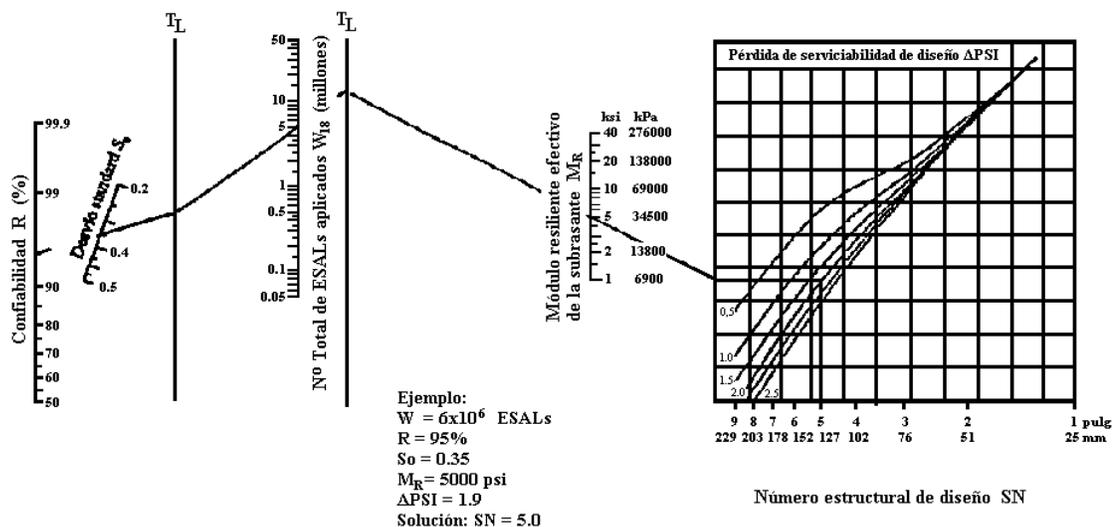
ΔPSI = Diferencia entre los índices de servicio inicial y el final deseado.

M_R = Módulo de resiliencia efectivo de la subrasante.

SN = Número estructural.

También se determina SN a través de ábacos de la figura 15, que es mucho más rápido, pero menos preciso.

Figura 13. Ábaco de diseño para pavimentos flexibles.



Fuente: AASHTO, Guide for Design of Pavement Structures 1993

2.7.10.2 Determinación de espesores por capa

El pavimento flexible su estructura está formada por un sistema de varias capas, por lo tanto, debe dimensionarse cada una de ellas considerando sus características mecánicas y físicas propias.

Una vez determinado el número estructural SN para la sección estructural del pavimento, se requiere determinar una sección multicapa, que en conjunto provea una suficiente capacidad de soporte, equivalente al número estructural de diseño. Para este fin se utiliza la siguiente ecuación que permite obtener los espesores de la capa de rodamiento o carpeta, de la capa base y de la sub-base:

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

Donde:

a_1 , a_2 y a_3 = Coeficientes estructurales de capa de carpeta, base y sub-base respectivamente.

D_1 , D_2 y D_3 = Espesor de la carpeta, base y sub-base respectivamente, en pulgadas.

m_2 y m_3 = Coeficientes de drenaje para base y sub-base, respectivamente.

Esta fórmula tiene muchas soluciones en función a las diferentes combinaciones de espesores. No obstante, existen recomendaciones respecto a espesores de capas.

En tabla 31, se muestran los espesores mínimos para carpetas asfálticas y bases granulares, sugeridos en función del tránsito, por el método AASHTO-93.

Tabla 31. Espesores mínimos, en pulgadas, en función de los ejes equivalentes.

Tránsito (ESAL's) en ejes equivalentes	Carpetas de concreto asfáltico (plg)	Bases granulares (plg)
Menos de 50.000	1,0 o T.S.	4,0
50.001 – 150.000	2,0	4,0
150.001 – 500.000	2,5	4,0
500.001 – 2.000.000	3,0	6,0
2.000.001 – 7.000.000	3,5	6,0
Mayor de 7.000.000	4,0	6,0

T.S. = Tratamiento superficial

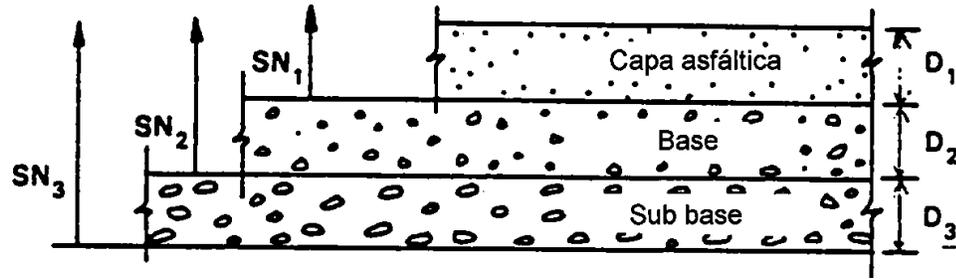
Fuente: AASHTO, Guide for Design of Pavement Structures 1993.

El caso particular de los tratamientos superficiales únicamente es factible para tráfico reducido menor a los 50.000 ejes equivalentes, por tanto, no es conveniente diseñar esta alternativa para tráficos elevados o períodos de vida superiores a los 4 a 5 años, puesto que por sus propias características es muy difícil que supere este período de vida útil.

2.7.10.3 Espesores mínimos en función del SN

Esta metodología se basa en el concepto de que las capas granulares no tratadas deben estar protegidas de tensiones verticales excesivas que les producirían deformaciones permanentes. El proceso está indicado en la figura 14 y se explica a continuación:

Figura 14. Procedimiento para determinar espesores mínimos de capas.



Fuente: Diseño de pavimentos – AASHTO 93

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

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

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

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

$$SN_1^* + SN_2^* \geq SN_2$$

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

$$SN_1^* + SN_2^* + SN_3^* \geq SN \text{ verificación}$$

a_1, a_2, a_3 = Son los coeficientes estructurales o de capa, adimensionales.

m_1, m_2, m_3 = Son los coeficientes de drenaje.

D_1, D_2, D_3 = Son los espesores de capas, en pulg. o mm., en este sentido, el número estructural llevara las unidades de los espesores de las diferentes capas del pavimento.

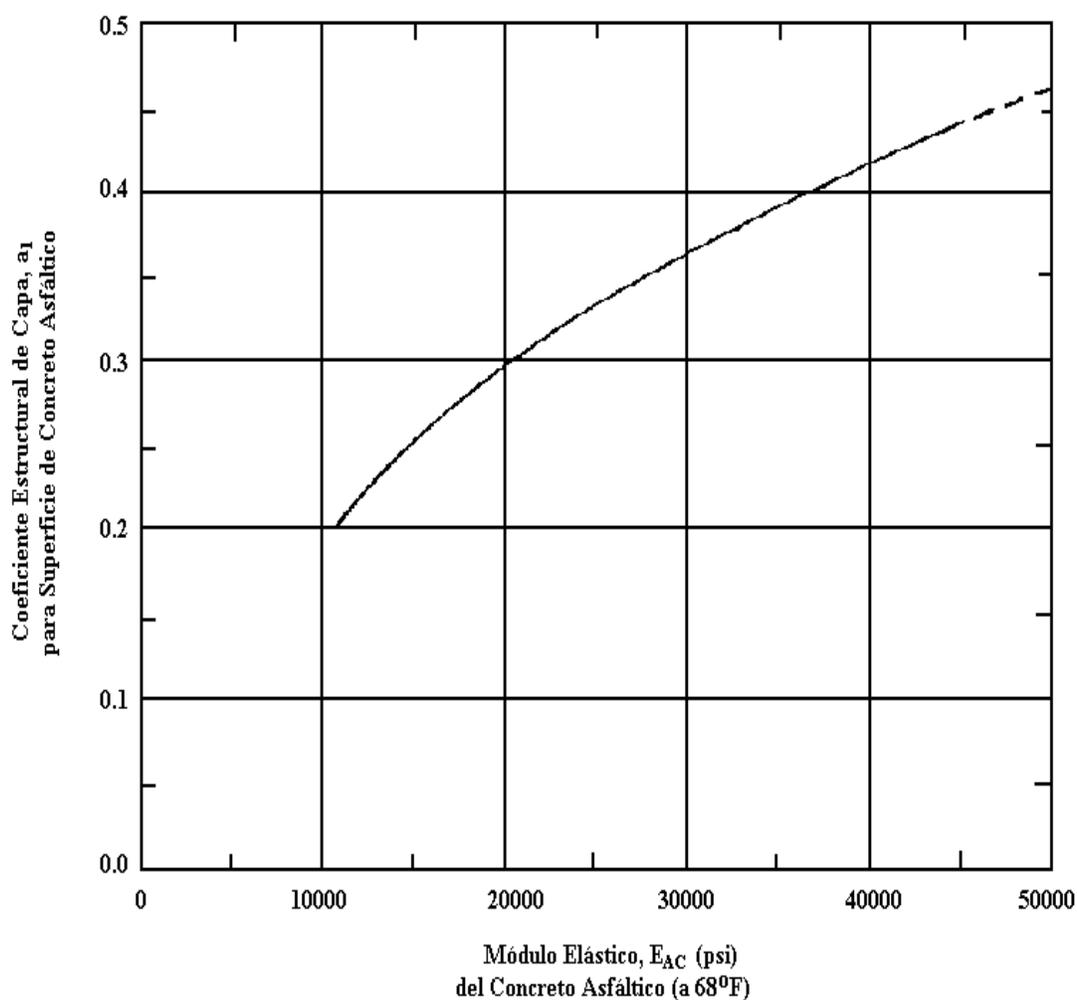
Este procedimiento no es aplicable para determinar espesores de capas sobre otras que tengan un módulo resiliente mayor de 280 MPa (40000 psi). En este caso el espesor de la capa situada encima será establecido en base a la relación costo – eficiencia y espesores mínimos desde el punto de vista constructivo.

2.7.10.4 Coeficientes estructurales

Los coeficientes estructurales de la carpeta asfáltica (a_1), de la capa base (a_2) y de la sub-base (a_3), se obtendrá a partir utilizando los valores del módulo de resiliencia mediante los ábacos correspondientes a cada una de ellas.

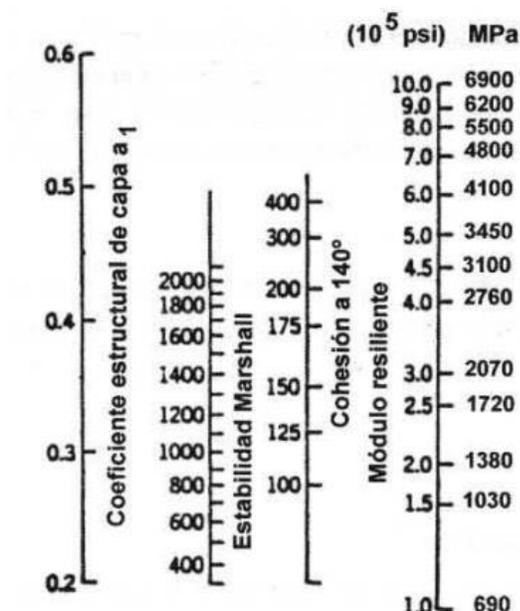
Los coeficientes de capa a_1 , a_2 y a_3 se obtienen utilizando las correlaciones de valores de diferentes pruebas de laboratorio: Módulo resiliente, Texas triaxial, valor R y CBR, tal como se muestra en las siguientes figuras:

Figura 15. Ábaco para estimar el número estructural de la carpeta Asfáltica “ a_1 ”.



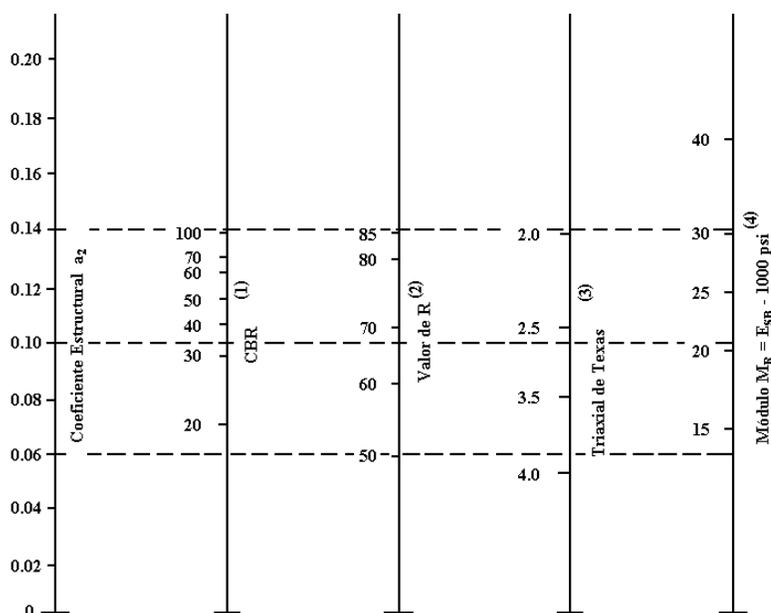
Fuente: AASHTO, Guide for Design of Pavement Structures 1993

Figura 16. Coeficientes estructurales para capas asfálticas relacionados con varios ensayos.



Fuente: AASHTO, Guide for Design of Pavement Structures 1993

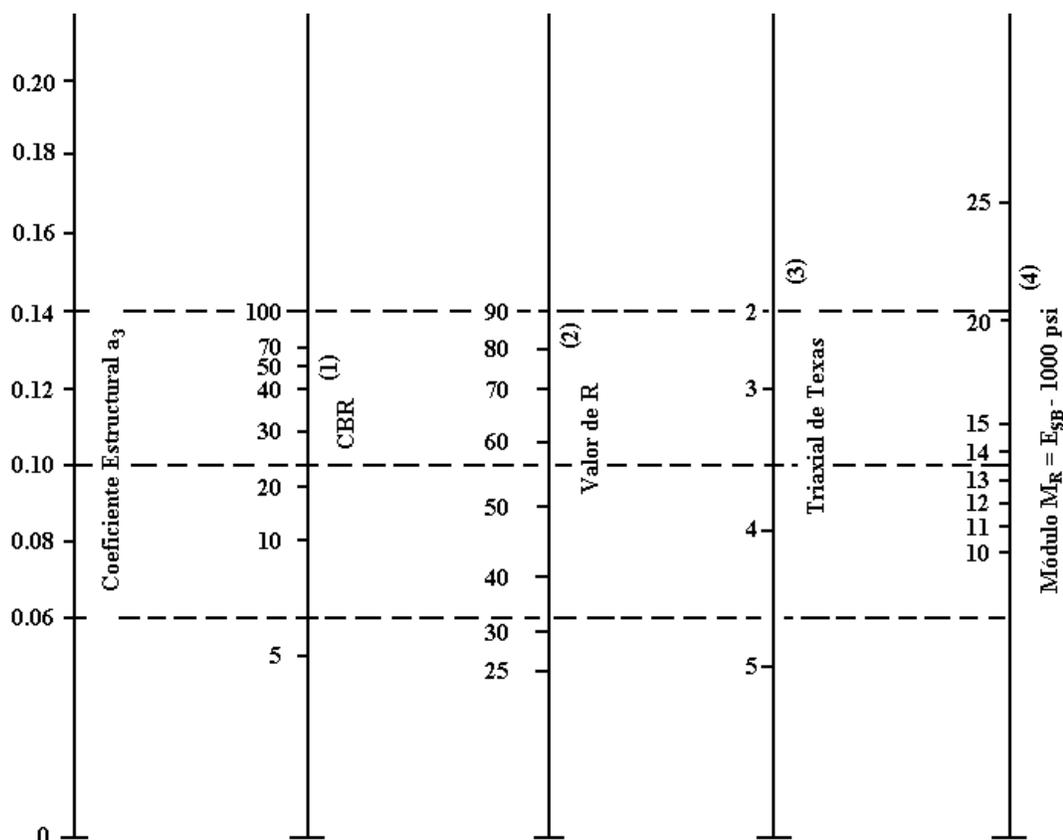
Figura 17. Ábaco para estimar el número estructural de la capa base granular “a₂”.



- (1) Escala derivada por correlaciones promedios obtenidas de Illinois.
- (2) Escala derivada por correlaciones promedios obtenidas de California, Nuevo Mexivo y Wyoming.
- (3) Escala derivada por correlaciones promedios obtenidas de Texas.
- (4) Escala derivada del proyecto NCHRP (3)

Fuente: AASHTO, Guide for Design of Pavement Structures 1993

Figura 18. Ábaco para estimar el número estructural de la subbase granular “a3”.



- (1) Escala derivada por correlaciones promedios obtenidas de Illinois.
- (2) Escala derivada por correlaciones promedios obtenidas de California, Nuevo Mexico y Wyoming.
- (3) Escala derivada por correlaciones promedios obtenidas de Texas.
- (4) Escala derivada del proyecto NCHRP (3)

Fuente: AASHTO, Guide for Design of Pavement Structures 1993

2.8 SEÑALIZACIÓN VERTICAL

Las señales verticales son placas fijadas en postes o estructuras instaladas sobre la vía o adyacentes a ella, que mediante símbolos o leyendas determinadas cumplen la función de prevenir a los usuarios sobre la existencia de peligros y su naturaleza, reglamentar las prohibiciones o restricción respecto del uso de las vías, así como brindar la información necesaria para guiar a los usuarios de las mismas.

La ubicación de las señales debe emplazarse con la debida anticipación de tal manera que los conductores tengan el tiempo adecuado para percibir, identificar, tomar la decisión y ejecutar con seguridad la maniobra que se requiera.

Función y clasificación de las señales verticales

De acuerdo con la función que cumplen, las señales verticales se clasifican en:

2.8.1 Señales preventivas

Las señales preventivas, tiene como propósito advertir a los usuarios la existencia y naturaleza de riesgos y/o situaciones especiales presentes en la vía o en sus zonas adyacentes.

Forma

En general, las señales de advertencia de peligro, tienen la forma de un cuadrado con una de sus diagonales colocada verticalmente.

Color

Su color de fondo es el amarillo. Los símbolos, leyendas y orlas, son de color negro.

Ubicación

Las señales de advertencia deben ubicarse con la debida anticipación, de acuerdo con el manual de dispositivos de control de tránsito vigente para las señales preventivas este tiempo puede variar de 3 segundos para las señales de advertencia más sencillas y hasta 10 segundos en el caso de señales de advertencia de situaciones complejas.

Por lo tanto, la distancia requerida entre la señal y la situación que advierte se determina por la velocidad máxima de la vía y el tiempo expuesto en el anterior párrafo, de acuerdo con normativa nacional la distancia mínima es de 50 metros y estas pueden ser ajustadas, hasta en un 20% dependiendo de factores como: geometría de la vía, accesos, visibilidad, tránsito y otros.

Entre otras condiciones consideradas tenemos que cuando la distancia entre la señal de advertencia y el inicio de la condición peligrosa sea superior a 300 metros, se agregara una placa adicional que indique tal distancia, si dicha distancia es menor a un kilómetro, la indicación se da en múltiplos de 100 metros y si fuese mayor, se redondea a kilómetros enteros.

Figura 19. Señales preventivas.





SP-26
BIFURCACIÓN
DERECHA EN "Y" INVERTIDA



SP-27
BIFURCACIÓN ESCALONADA
IZQUIERDA



SP-28
BIFURCACIÓN ESCALONADA
DERECHA



SP-29
INCORPORACIÓN DE TRÁNSITO
IZQUIERDA



SP-30
INCORPORACIÓN DE TRÁNSITO
DERECHA



SP-31
CRUCE FERROVIARIO A NIVEL
SIN BARRERAS



SP-32
BARRERA



SP-33
PASO FERROVIARIO A NIVEL
(CRUZ DE SAN ANDRÉS)



SP-34
SEMÁFORO



SP-35
PREVENCIÓN DE PARE



SP-36
PREVENCIÓN DE CEDA EL PASO



SP-37
ROTONDA



SP-38
REDUCCIÓN SIMÉTRICA
DE LA CALZADA



SP-39
REDUCCIÓN ASIMÉTRICA
DE LA CALZADA DERECHA



SP-40
REDUCCIÓN ASIMÉTRICA
DE LA CALZADA IZQUIERDA



SP-41
ENSANCHE SIMÉTRICO
DE LA CALZADA



SP-42
ENSANCHE ASIMÉTRICO
DE LA CALZADA IZQUIERDA



SP-43
ENSANCHE ASIMÉTRICO
DE LA CALZADA DERECHA



SP-44
PUENTE
ANGOSTO



SP-45
TÚNEL



SP-46
TRABAJOS EN LA VÍA



SP-47
MAQUINARIA EN LA VÍA



SP-48
CIRCULACIÓN EN
AMBOS SENTIDOS



SP-49
ZONAS DE
DERRUMBES



SP-50
SUPERFICIE
DESGLIZANTE



SP-51
MAQUINARIA
AGRÍCOLA EN LA VÍA



SP-52
PEATONES EN LA VÍA



SP-53
ZONA ESCOLAR



SP-54
ZONA DE JUEGOS



SP-55
ANIMALES EN LA VÍA



SP-56
ALTURA MÁXIMA



SP-57
ANCHO MÁXIMO



PESO MÁXIMO



SP-59
INICIO VÍA
CON SEPARADOR
(UN SENTIDO)



SP-60
TÉRMINO VÍA
CON SEPARADOR



SP-61
TÉRMINO VÍA
CON SEPARADOR
(UN SENTIDO)



SP-62
INICIO VÍA
CON SEPARADOR



SP-63
FINAL DE PAVIMENTO



SP-64
CICLOVÍA



SP-65
RIESGO DE ACCIDENTE



SP-66
VIENTO LATERAL



SP-67
PROXIMIDAD PASO CEBRA



SP-68
CRUCE DE CICLISTAS

Fuente: Manual de dispositivos de control de tránsito, ABC.

2.8.2 Señales reglamentarias

Estas tienen por finalidad notificar a los usuarios de las vías, las prioridades en el uso de las mismas, así como las prohibiciones, restricciones, obligaciones y autorizaciones existentes.

Forma

En general, su forma es circular y solo se aceptan inscribir la señal en un rectángulo cuando lleve una leyenda adicional.

Color

Su color de fondo es blanco, aunque excepcionalmente puede ser rojo o azul. La orla será de color rojo.

Finalmente, los símbolos y leyendas serán de color negro o blanco y ocasionalmente gris.

Ubicación

Las señales reglamentarias deberán instalarse al lado derecho de la vía, por otro lado, se debe ubicar una señal adicional al lado izquierdo de la vía, en toda condición cuando se trate de señales del tipo no adelantar, y en el caso de velocidad máxima, donde la presencia de camiones y buses cuentes con un tránsito medio diario anual mayor o igual al 20% del total.

Figura 20. Señales reglamentarias.





SR-26
PROHIBIDO ADELANTAR



SR-27
PERMITIDO ESTACIONAR



SR-28a
PROHIBIDO ESTACIONAR



SR-28b
PROHIBIDO ESTACIONAR Y DETENERSE



SR-29
NO USE LA BOCINA



SR-30
VELOCIDAD MÁXIMA



SR-31
PESO MÁXIMO TOTAL PERMITIDO



SR-32
ALTURA MÁXIMA PERMITIDA



SR-33
ANCHO MÁXIMO PERMITIDO



SR-34
CIRCULACIÓN CON LUCES BAJAS



SR-35
RETÉN



SR-36a
TRES CARRILES DOS EN CONTRAFLUJO



SR-36b
TRES CARRILES UNO EN CONTRAFLUJO



SR-37
FIN RESTRICCIÓN



SR-38
TRÁNSITO EN UN SENTIDO



SR-39
TRÁNSITO EN AMBOS SENTIDOS



SR-40
PASO OBLIGADO DERECHA



SR-41
PASO OBLIGADO IZQUIERDA



SR-42
PASO VÉRTICE



SR-43
SOLO BICICLETAS

Fuente: Manual de dispositivos de control de tránsito, ABC.

2.8.3 Señales informativas

Las señales informativas, tiene por objeto guiar al usuario de la vía suministrándole la información necesaria sobre identificación de localidades, destinos, direcciones, sitios de interés turístico, geográficos, intersecciones, cruces, distancias por recorrer, prestación de servicios, etc.

Forma

En general, las señales informativas tendrán forma rectangular o cuadrada.

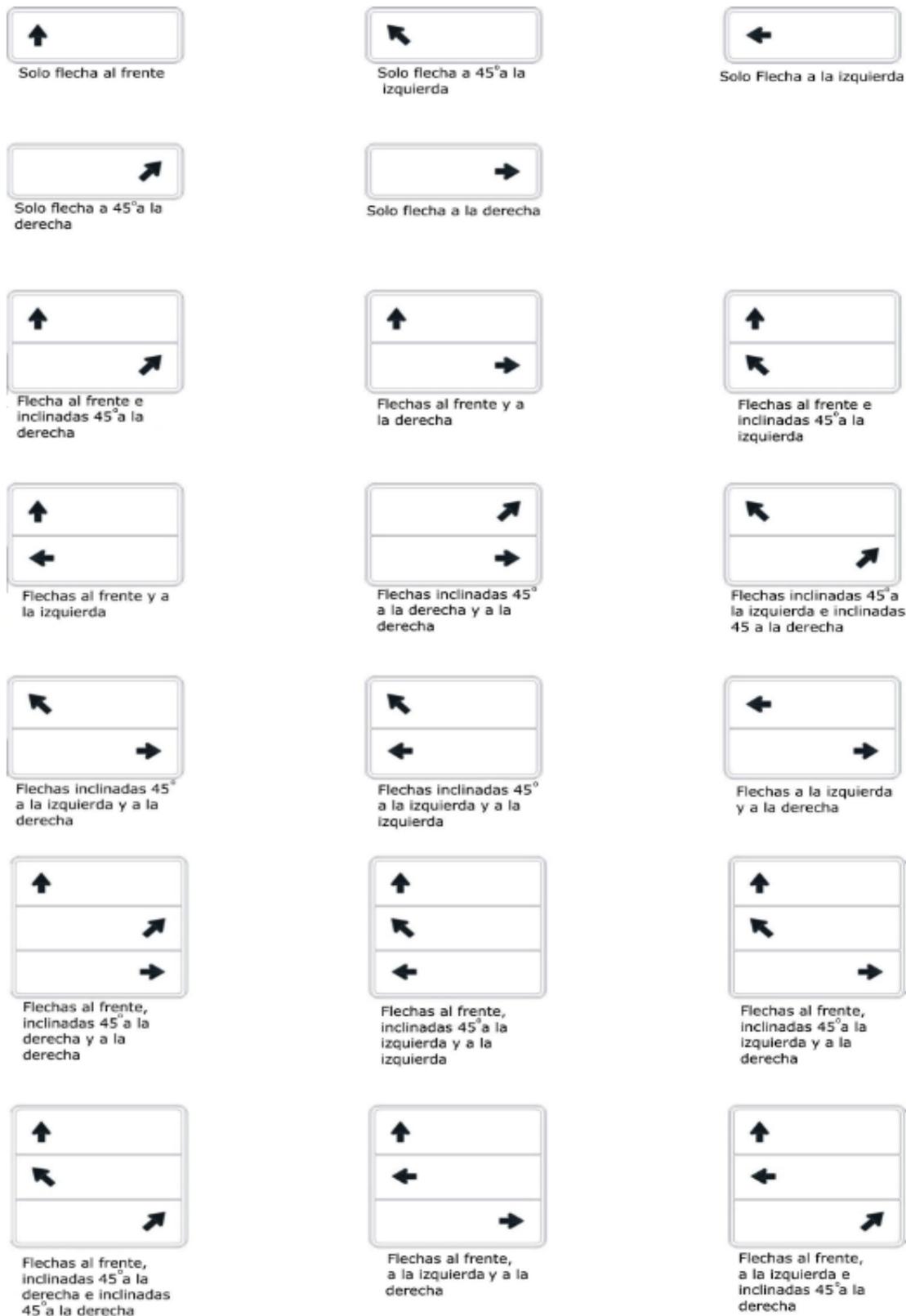
Color

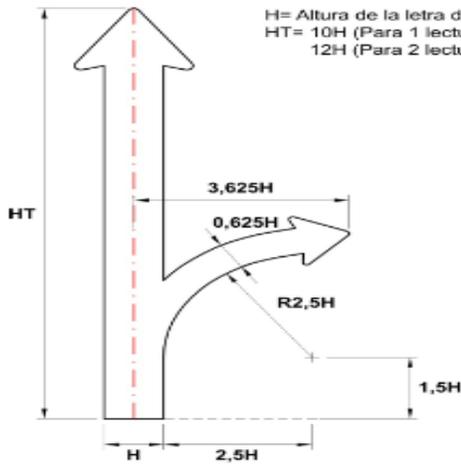
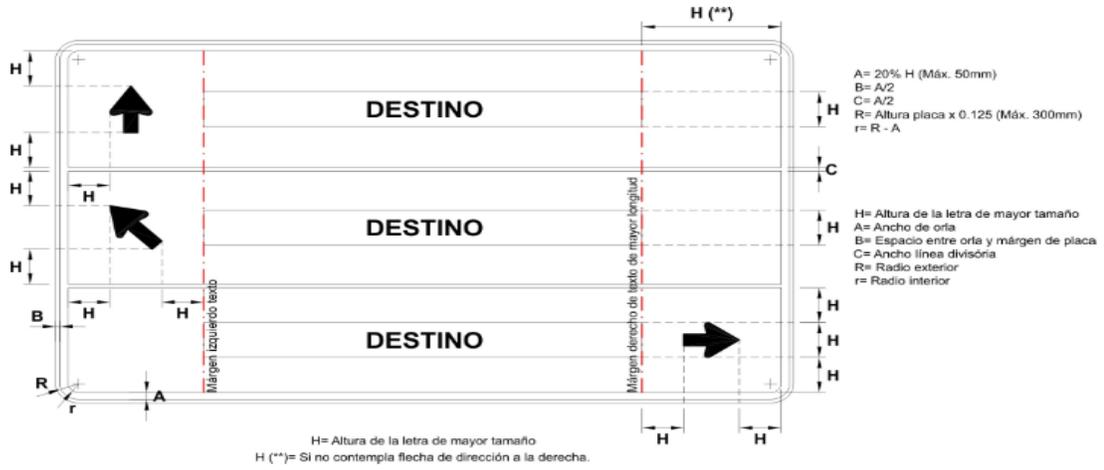
En este tipo de señales, las leyendas, símbolos y orlas son de color blanco. El fondo de las señales para autopistas y autovías, será azul.

Ubicación

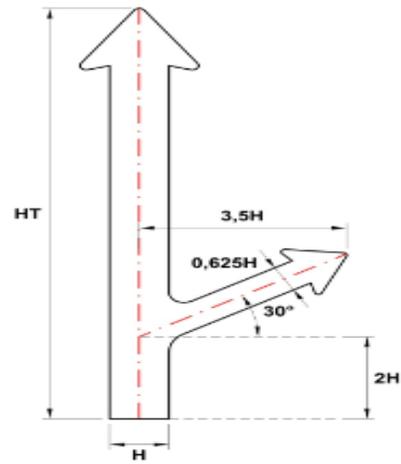
La ubicación longitudinal de las señales informativas quedara determinada por su función, según se especifica para cada señal en esta sección. En todo caso, para efectos de su instalación, el lugar podrá ser ajustado hasta un 20%, dependiendo de las condiciones del sector y de factores tales como geometría de la vía, accesos, visibilidad, tránsito, composición de este y otros.

Figura 21. Señales informativas.

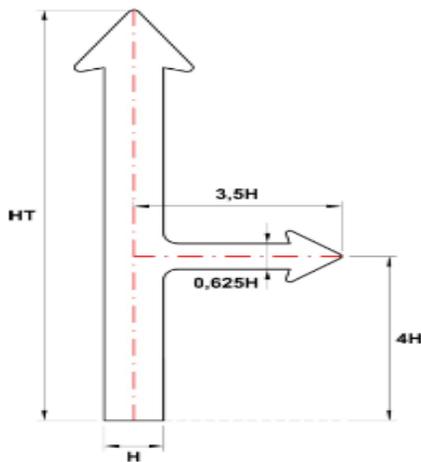




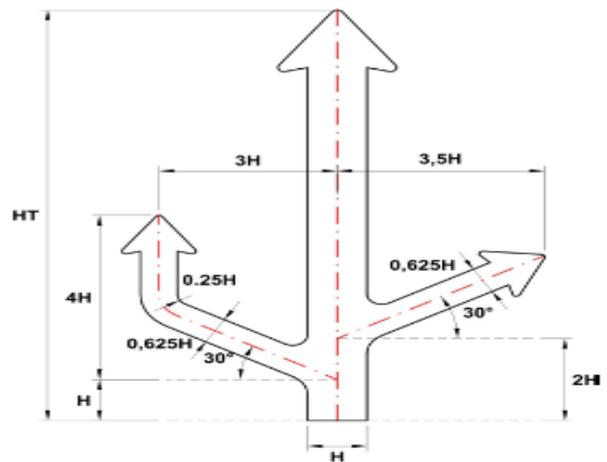
Flecha Salida Divergente



Flecha Salida Divergente

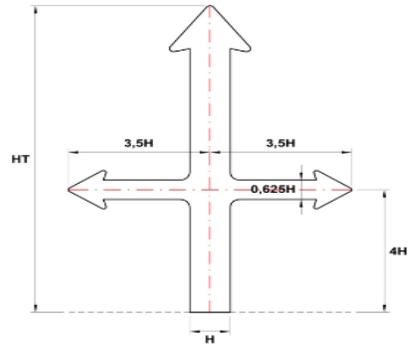


Flecha Empalme Lateral



Flecha Empalme Lateral

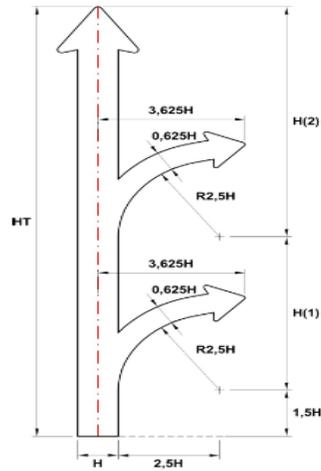
H= Altura de la letra de mayor tamaño
 HT= 10H (Para 1 lectura)
 12H (Para 2 lecturas)



Flecha Tipo Cruce

1 Destino - 1 Destino
 H= Altura de la letra de mayor tamaño
 HT= 14H
 H(1)= 5H
 H(2)= 7,5H

2 Destinos - 2 Destinos
 H= Altura de la letra de mayor tamaño
 HT= 18H
 H(1)= 6,75H
 H(2)= 9,75H



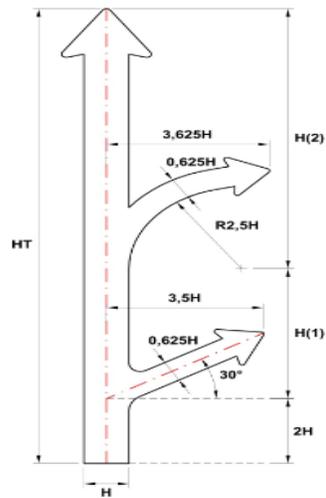
Flecha Doble Salida Divergente

1 Destino - 1 Destino
 H= Altura de la letra de mayor tamaño
 HT= 14H
 H(1)= 4H
 H(2)= 8H

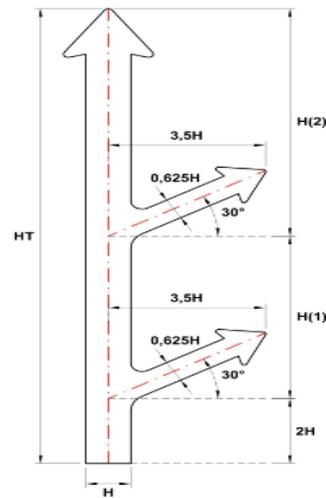
2 Destinos - 2 Destinos
 H= Altura de la letra de mayor tamaño
 HT= 18H
 H(1)= 6,5H
 H(2)= 9,5H

1 Destino - 1 Destino
 H= Altura de la letra de mayor tamaño
 HT= 14H
 H(1)= 5H
 H(2)= 7H

2 Destinos - 2 Destinos
 H= Altura de la letra de mayor tamaño
 HT= 18H
 H(1)= 6,75H
 H(2)= 9,25H



Flecha Doble Salida Divergente



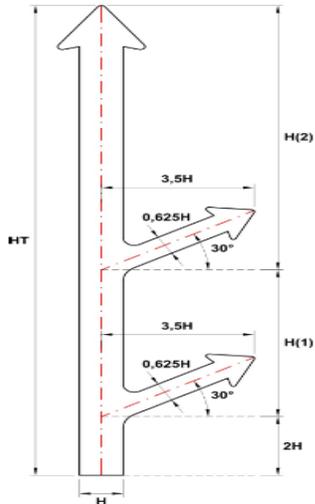
Flecha Doble Salida Divergente

1 Destino (Inf.) - 2 Destinos (Sup.)
 H= Altura de la letra de mayor tamaño
 HT= 16H
 H(1)= 5H
 H(2)= 9H

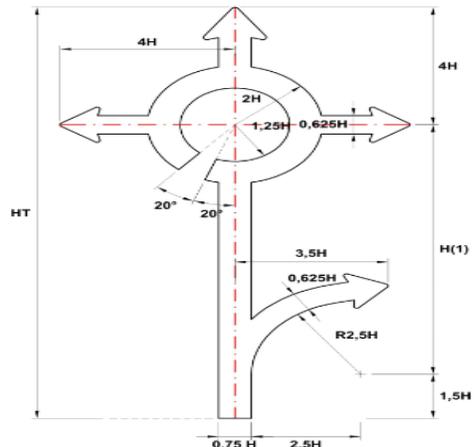
2 Destinos (Inf.) - 1 Destino (Sup.)
 H= Altura de la letra de mayor tamaño
 HT= 16H
 H(1)= 7H
 H(2)= 7H

1 Destino (Inf.)
 H= Altura de la letra de mayor tamaño
 HT= 14H
 H(1)= 8,5H

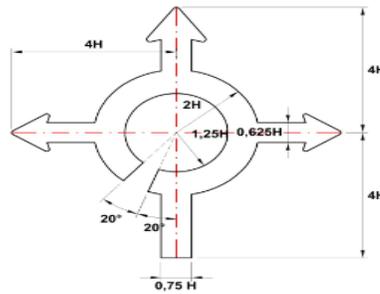
2 Destinos (Inf.)
 H= Altura de la letra de mayor tamaño
 HT= 16H
 H(1)= 10,5H



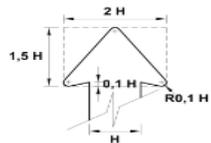
Flecha Doble Salida Divergente



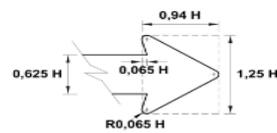
Flecha Tipo Rotonda con Salida Divergente



Flecha Tipo Rotonda



Detalle Cabeza Flecha Principal



Detalle Cabeza Flecha Secundaria



Texto Justificado a la Izquierda en Cabeza Flecha Principal



Texto Justificado al Centro en Cabeza Flecha Principal

Fuente: Manual de dispositivos de control de tránsito, ABC.

2.9 SEÑALIZACIÓN HORIZONTAL

Las señales horizontales o demarcaciones, son marcas o elementos instalados sobre la superficie de la calzada, que mediante el uso de líneas, símbolos, leyendas y tachas que cumplen la función de ordenar y regular el uso de la calzada y ayudan de manera significativa a reducir la frecuencia y severidad de los accidentes.

La señalización horizontal cumple las siguientes las funciones: de señalar prioridades, prohibiciones o maniobras con preferencia; canalizar los vehículos en el carril de circulación, proporcionar al conductor de una guía lateral.

De acuerdo con la función que cumplen, las demarcaciones se clasifican en:

2.9.1 Clasificación según su altura

Planas

Son las de hasta 6 mm de altura.

Elevadas

Son las de más de 6 mm y hasta 21 mm de altura, utilizadas para complementar a las primeras.

2.9.2 Clasificación según su forma

Líneas longitudinales

Una línea continúa sobre la calzada, independiente de su color, significa que ningún conductor con su vehículo debe atravesarla ni circular sobre ella.

Una línea discontinua sobre la calzada, independiente de su color, significa que traspasable por cualquier conductor.

Línea de eje

La línea de eje del par vial, es la demarcación longitudinal de la vía ubicada entre los carriles unidireccionales.

Línea de carril

La función principal de las líneas de pista es ordenar el tránsito y posibilitar un uso más seguro y eficiente de las vías, especialmente en zonas congestionadas. Estas líneas separan flujos de tránsito en la misma dirección, y pueden ser de dos tipos:

Línea de borde de calzada

Banda demarcada en el borde de calzada, que indica el límite interno de la berma también, orientando al conductor del vehículo ubicarse correctamente en el carril. La demarcación de la línea debe ser continua.

Línea blanca discontinua

Se utiliza para demarcar la separación de carriles de un mismo sentido de flujo en donde es permitida la maniobra de adelantamiento.

Línea blanca continúa

Como ya se indicó anteriormente, la línea continua sobre la calzada significa que ningún conductor con su vehículo debe atravesarla ni circular sobre ella. Esta línea se utiliza para demarcar la separación de carriles y para demarcar el borde derecho de la calzada.

Líneas transversales

Estas líneas demarcadas en la calzada tienen la función de permitir la circulación de peatones y ciclistas, pueden ser dos tipos.

Líneas de detención

Corresponden a las líneas que indican el lugar, ante el cual, los vehículos que se aproximan a un cruce o paso para peatones, deben detenerse.

Líneas de cruce

Líneas de cruce en paso peatonal tipo cebra

Esta demarcación, se utiliza para delimitar una zona de la calada donde el peatón tiene derecho de paso en forma irrestricta. Dicha zona se compone de una línea transversal segmentada en cada segmento tiene un ancho de 50 cm, una brecha de 50 cm. y un largo

constante que puede variar de 2,0 – 5,0 metros según volumen del flujo peatonal que solicita el cruce.

2.10 COSTOS DE CONSTRUCCIÓN

La elaboración de los costos es uno de los factores más importantes que se debe tener en cuenta en la construcción de obras, con la finalidad de saber el precio total de una obra, el cual es producto de la sumatoria de distintos ítems componentes del presupuesto total de obra. Es indispensables realizar el análisis de precios unitarios de cada una de las actividades con sus incidencias directas e indirectas.

Costos directos

Costo de materiales.

Costo de mano de obra.

Herramienta y equipo.

Beneficios sociales.

Costos indirectos

Gastos generales e imprevistos.

Utilidad.

Impuestos.

2.10.1 Costos directos

El costo directo se conforma de tres componentes que dependen del tipo de actividad que se está realizando el costo. La estructura que tienen los costos unitarios en cada ítem de construcción, está conformada por:

Materiales e insumos

Mano de obra.

Maquinaria y equipo

2.10.2 Costos indirectos

Los costos indirectos son los gastos que por su naturaleza son de aplicación a las obras ejecutadas en un tiempo determinado, comprendiéndose dentro de los siguientes aspectos:

Beneficios sociales y de trabajo.

Amortización o alquiler de maquinaria, equipo y herramientas.

Gastos generales en los que están comprendidos los siguientes rubros:

Alquiler de oficinas, alumbrado, teléfono, limpieza y otros.

Sueldos incluyendo cargas sociales del personal administrativo.

Material de escritorio.

Gastos de movilidad, representación y viáticos del personal superior y administrativo.

Gastos de inscripción y permanencia en diferentes instituciones.

Gastos en la compra de documentos de Licitación y otros.

Gastos notariales.

Gastos de garantía: (buena ejecución, cumplimiento de contrato, seriedad de propuesta, correcta inversión de anticipo, etc.)

Utilidad que es un porcentaje del costo, determinado por la Empresa.

Pago de impuestos de financiamiento a diferentes instituciones.

Pago de impuestos de valor agregado y a las transacciones.

2.11 FICHA AMBIENTAL

Documento técnico que marca el inicio del proceso de evaluación de impacto ambiental, el mismo que se constituye en instrumento para la determinación de la categoría de estudio de evaluación de impacto ambiental. Este documento, que tiene categoría de declaración jurada, incluye información sobre el proyecto, obra o actividad, la identificación de impactos clave y la identificación de la posible solución para los impactos negativos. Es aconsejable que su llenado se haga en la fase de pre factibilidad, en cuanto que esta se tiene sistematizada la información del proyecto, obra o actividad.

Toda ficha ambiental, debe tener un contenido mínimo de información que refleje una idea general del proyecto, es decir: identificación y ubicación del proyecto, explicar que actividades se van a desarrollar y el tiempo que dure la obra, la tecnología que se va a utilizar, la inversión total, descripción de la calidad y cantidad de recursos humanos a emplear, debe explicar que recursos naturales del área serán aprovechados como materia prima, los insumos y la producción que demande la obra, la generación de residuos, los posibles accidentes y contingencias, se debe indicar los impactos que se ocasionara y las medidas de mitigación y prevención que se emplearan para evitar o minimizar los impactos negativos.

CAPÍTULO III

INGENIERÍA DEL PROYECTO

3.1 UBICACIÓN DEL PROYECTO

3.1.1 Ubicación física del proyecto

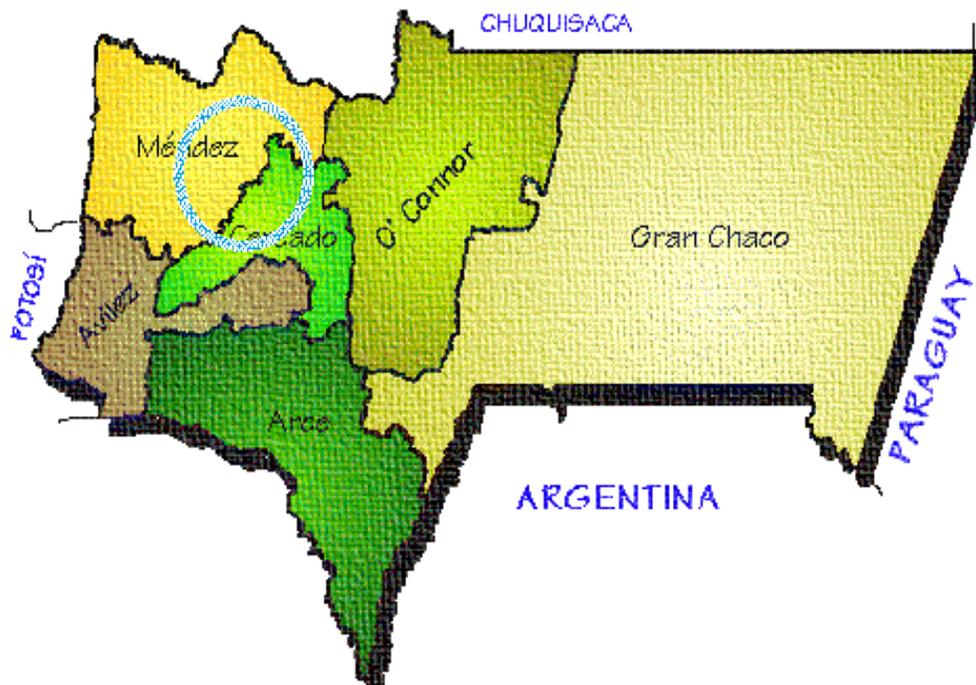
El proyecto se encuentra ubicado en el distrito 5 y distrito 6 del gobierno municipal de san Lorenzo (villa san Lorenzo), primera sección de la provincia Méndez del departamento de Tarija, Bolivia. Específicamente, el proyecto une la comunidad de Sella Méndez y Carachimayo, tiene una longitud aproximada 6,051 Km.

Figura 22. Localización del proyecto, ámbito nacional.



Fuente. Instituto Nacional de Estadística (INE).

Figura 23. Localización del proyecto, ámbito departamental.



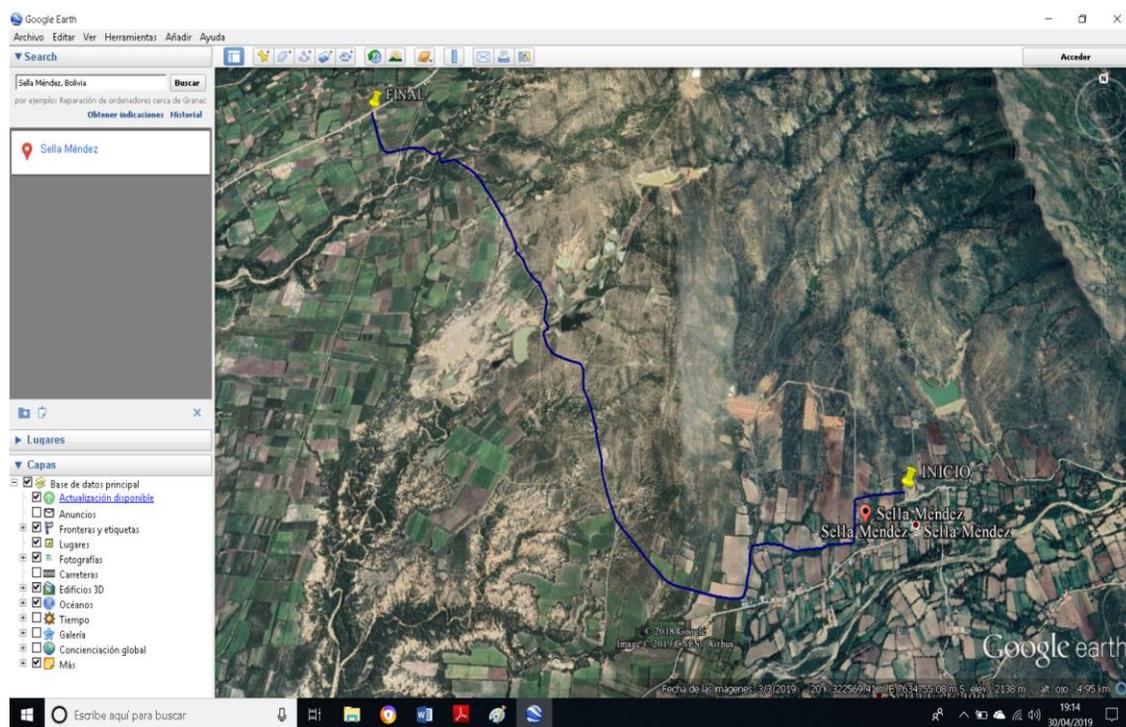
Fuente. Instituto Nacional de Estadística (INE).

Figura 24. Localización del proyecto, ámbito provincial.



Fuente. Educa Bolivia.

Figura 25. Ubicación general del proyecto.



Fuente. Elaboración propia, Google earth.

3.1.2 Ubicación geográfica

El tramo carretero “Sella Méndez - Carachimayo” está ubicado geográficamente a $21^{\circ}22'41.4732''$ latitud sur y $64^{\circ}41'49.8204''$ de longitud oeste en el kilómetro 0+000 (comunidad Sella Méndez), así como a $21^{\circ}21'18.1044''$ de latitud sur y $64^{\circ}43'59.8913''$ de longitud oeste en el kilómetro 6+051 (comunidad Carachimayo). Altitudinalmente en el Km. 0+000 se halla a 2120 msnm. y en el Km. 6+051 se halla a 2087 msnm.

3.2 INFORMACIÓN BÁSICA DEL ÁREA DEL PROYECTO

Población beneficiaria

Las comunidades beneficiarias del proyecto, son Sella Méndez y Carachimayo, las mismas que tienen una población de 531 habitantes en Sella Méndez y 726 habitantes en Carachimayo, familias que viven en los diferentes sectores de las comunidades y los diferentes usuarios que transitan por el camino.

Cuadro 1. Resumen censo población y vivienda 2012 comunidad Sella Méndez.

Población empadronada por sexo, según grupo de edad			
Grupo de edad	Total	Hombres	Mujeres
Total	531	253	278
0-3	41	22	19
4-5	12	10	2
6-19	126	55	71
20-39	151	72	79
40-59	110	55	55
60 y mas	91	39	52

Fuente: Instituto Nacional de Estadística (INE).

Cuadro 2. Resumen censo población y vivienda 2012 comunidad Carachimayo.

Población empadronada por sexo, según grupo de edad			
Grupo de edad	Total	Hombres	Mujeres
Total	726	341	385
0-3	42	23	19
4-5	23	11	12
6-19	208	97	111
20-39	167	74	93
40-59	152	71	81
60 y mas	134	65	69

Fuente: Instituto Nacional de Estadística (INE).

Educación

La educación dependiente del distrito de san Lorenzo, las comunidades de “Sella Méndez y Carachimayo” cuentan cada una con una unidad educativa.

Cuadro 3. Población según asistencia escolar comunidad Sella Méndez.

Población empadronada de 6 a 19 años por sexo, según asistencia escolar			
Asistencia escolar	Total	Hombres	Mujeres
Total	126	55	71
Asiste	113	49	64
No asiste	11	6	5
Sin especificar	2	0	2

Fuente: Instituto Nacional de Estadística (INE).

Cuadro 4. Población según asistencia escolar comunidad Carachimayo.

Población empadronada de 6 a 19 años por sexo, según asistencia escolar			
Asistencia escolar	Total	Hombres	Mujeres
Total	208	97	111
Asiste	187	89	98
No asiste	21	8	13
Sin especificar	0	0	0

Fuente: Instituto Nacional de Estadística (INE).

Salud

Las comunidades beneficiarias del proyecto cuentan cada una con un centro de salud de fácil accesibilidad, los mismos que están ubicados, uno en la comunidad de Sella Méndez carretera Principal el cual cuenta con 12 piezas y 3 camas y otro en la comunidad de Carachimayo al lado de la Iglesia que cuenta con 4 piezas y 2 camas.

Cuadro 5. Lugar donde acude la población con problemas de salud Sella Méndez.

Lugar donde acude la población cuando tienen problemas de salud			
Salud	Total	Hombres	Mujeres
Caja de salud (CNS, COSSMIL, u otras)	138	57	81
Seguro de salud privado	55	23	32
Establecimiento de salud publico	434	206	228
Establecimiento de salud privado	67	28	39
Medico tradicional	209	100	109
Soluciones caseras	240	117	123
La farmacia o se automedica	231	109	122

Fuente: Instituto Nacional de Estadística.

Cuadro 6. Lugar donde acude la población con problemas de salud Carachimayo.

Lugar donde acude la población cuando tienen problemas de salud			
Salud	Total	Hombres	Mujeres
Caja de salud (CNS, COSSMIL, u otras)	100	46	54
Seguro de salud privado	66	34	32
Establecimiento de salud publico	654	298	356
Establecimiento de salud privado	110	55	55
Medico tradicional	255	123	132
Soluciones caseras	390	185	205
La farmacia o se automedica	363	175	188

Fuente: Instituto Nacional de Estadística (INE).

Principales actividades económicas de la población

La principal actividad económica de la población es la agricultura, con los siguientes cultivos: papa, maíz, trigo, arveja, hortalizas y frutales. La producción está destinada a la comercialización, al consumo doméstico y como forraje para los animales. La ventaja de tener una topografía irregular y superficies planas permite a los productores realizar dos siembras al año, denominadas miska y tardía, practicándose, asimismo, la rotación de cultivos.

La crianza de ganado bovino, sobre todo lechero, y otras especies menores, como el ovino, caprino y aves, es otra de las actividades principales de los pobladores.

Según el uso del suelo presenta las siguientes características:

En la serie de Carachimayo, los suelos son utilizados en cultivos de verano principalmente de trigo y cebada, además en pastoreo extensivo.

En la serie de Sella, los suelos están utilizados en plantaciones de frutales y cultivos de maíz y hortalizas.

3.3 ESTUDIOS PREVIOS AL DISEÑO

3.3.1 Estudio topográfico

Las tareas de levantamientos topográficos fueron planificados y verificados en campo, a partir de un reconocimiento de toda la zona del proyecto, con el fin de orientar y definir la faja del trazado definitivo del eje de la carretera, detectando posibles rutas alternativas que fueron analizadas en detalle, identificando los puntos de control tales como: cruces de quebradas y otros.

Una vez definida la ruta, se procedió al reconocimiento de las mismas en campo, identificando su ubicación, definiendo en forma aproximada el trazado que se ajustará a las condiciones topográficas del terreno y a parámetros técnicos de diseño acordes a la categoría de la carretera tales como; ancho, alineamientos y pendientes, además de la ubicación de puentes y alcantarillas.

3.3.1.1 Banco de nivel BM

Un banco de nivel es un punto permanente en el terreno de origen natural o artificial cuya elevación es conocida. Para tener puntos de referencia y de control para obtener las cotas del terreno, se escogen o se construyen puntos fijos, notables, invariables, en lugares convenientes. Estos puntos son lo que se llama banco de nivel.

La información geográfica corresponde al conjunto de observaciones realizadas directamente sobre el terreno con el equipo GPS SOKKIA RTK. En este sentido, se utilizaron para las mediciones de los 14 puntos de control.

Imagen 1. Levantamiento BM con GPS SOKKIA.



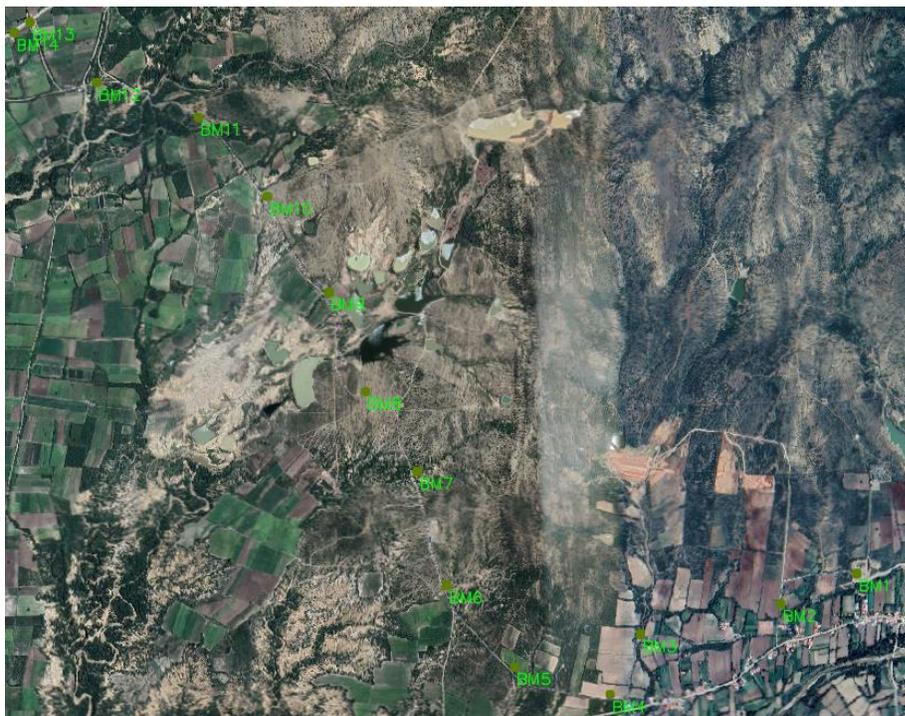
Fuente: Elaboración Propia.

Cuadro 7. Coordenadas UTM y elevaciones bancos de nivel

Coordenadas UTM y elevaciones (bancos de nivel)				
Punto	Coordenadas UTM (WGS-84)			Descripción
	Norte	Este	Elevación	
1	7634100,553	324044,679	2120,660	BM 1
2	7633961,991	323697,1698	2103,300	BM 2
3	7633823,36	323058,742	2095,212	BM 3
4	7633546,872	322918,3906	2089,331	BM 4
5	7633672,794	322483,128	2088,312	BM 5
6	7634046,373	322173,127	2088,142	BM 6
7	7634932,533	321802,254	2107,174	BM 7
8	7634567,882	322038,2256	2093,624	BM 8
9	7635824,817	321353,582	2101,942	BM 9
10	7635387,133	321635,036	2096,684	BM 10
11	7636188,157	321037,892	2097,492	BM 11
12	7636346,111	320573,515	2087,235	BM 12
13	7636621,388	320268,650	2087,600	BM 13
14	7636574,023	320197,186	2086,150	BM 14

Fuente: Elaboración propia.

Imagen 2. Ubicación BM.



Fuente: Elaboración propia, google earth.

Asimismo, los datos del terreno obtenidos en el levantamiento topográfico se muestran en el ANEXO 1. Topografía.

3.3.2 Estudio geotécnico

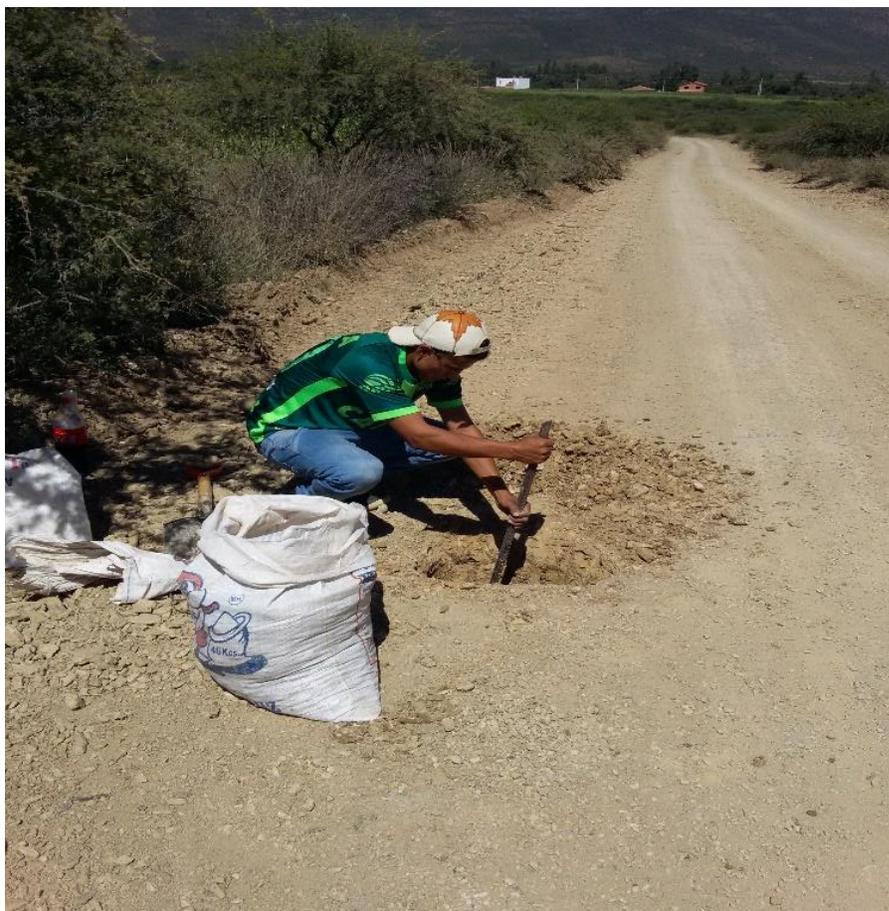
Se refiere a los requisitos que deben cumplir los materiales por incorporar como parte de los diferentes elementos que integran los caminos, a los sistemas para diseñar mezclas de materiales para que cumplan con esos requisitos, a los procedimientos a que se debe ajustar la extracción de muestras representativas, a los métodos que se deben seguir para ensayarlas en el laboratorio.

El presente trabajo consistió en un estudio de campo y ensayos de laboratorio, cuyos resultados en base a especificaciones establecidas, sirvieron para establecer los espesores mínimos de cada uno de los elementos estructurales del camino.

3.3.2.1 Estudio de campo

En el eje del camino existente se realizó calicatas, con una profundidad de 0,30 a 1 metro aproximadamente, se sacó la muestra a cada 500 metros del tramo, las muestras obtenidas fueron llevadas al laboratorio para su respectivo estudio que se necesita.

Imagen 3. Extracción de muestra de suelo.



Fuente: Elaboración propia

3.3.2.2 Ensayos en laboratorio

Son muchos y muy importantes los factores que inciden en la obtención de resultados de los ensayos. En cualquier estudio de suelos la muestra toma un papel significativo en la obtención de resultados de los ensayos, mientras las muestras sean más representativas será más cercano a la realidad.

Las muestras de suelo provenientes de la zona de préstamo y del eje del camino, identificadas en el campo, se realizaron en el laboratorio los siguientes ensayos:

Análisis granulométrico por tamizado (ASTM D422 AASHTO T88).

Determinación del límite líquido de los suelos (ASTM D4318 AASHTO T89).

Determinación del límite plástico e índice de plasticidad (ASTM D4318 AASHTO T90).

Determinación en laboratorio del contenido de agua (humedad) de suelo, roca y mezclas de suelo-agregado (ASTM D2216).

Ensayo compactación (ASTM D422 AASHTO T180).

Determinación de la relación de soporte del suelo en el laboratorio (CBR de laboratorio) (ASTM D1883 AASHTO T193).

Imagen 4. Lavando suelo para análisis granulométrico.



Fuente: Elaboración propia

3.3.2.3 Clasificación de suelos

Una adecuada y rigurosa **clasificación** permite al ingeniero de carreteras tener una primera idea acerca del comportamiento que cabe esperar de un suelo como cimiento del firme, a

partir de propiedades de sencilla determinación; normalmente, suele ser suficiente conocer la granulometría y plasticidad de un suelo para predecir su comportamiento mecánico.

La clasificación de las muestras en estudio se realizó según AASHTO Y SUCS. Debido a que existe mucha similitud entre los diferentes métodos y son los más usados.

Tabla 32. Clasificación de suelos sistema AASHTO.

DIVISIÓN GENERAL	Materiales Granulares (pasa menos del 35% por el tamiz ASTM #200)						Materiales Limo-arcillosos (más del 35% por el tamiz ASTM #200)			
	A-1		A-3	A-2		A-4	A-5	A-6	A-7	
GRUPO	A-1-a	A-1-b		A-2-4	A-2-5	A-2-6	A-2-7		A-7-5	A-7-6
ANÁLISIS GRANULOMÉTRICO (% que pasa por cada tamiz)										
Serie ASTM	#10	≤ 50								
	#40	≤ 30	≥ 51							
	#200	≤ 15	≤ 25	≤ 35	≤ 35	≤ 35	≤ 35	≥ 36	≥ 36	≥ 36
ESTADO DE CONSISTENCIA (de la fracción de suelo que pasa por el tamiz ASTM #40)										
Límite líquido			≤ 40	≥ 41	≤ 40	≥ 41	≥ 41	≤ 40	≥ 41	>41 (IP < LL-30) (IP > LL-30)
			NP	≤ 10	≥ 11	≥ 11	≥ 11	≤ 10	≥ 11	≥ 11
Índice de plasticidad	≤ 6									
ÍNDICE DE GRUPO	0		0	0	≤ 4	≤ 8	≤ 12	≤ 20	≤ 20	≤ 20
TIPOLOGÍA	Fragmentos de piedra, grava y arena		Arena fina	Gravas y arenas limosas o arcillosas			Suelos limosos			
CALIDAD	EXCELENTE A BUENA			ACEPTABLE A MALA						

Fuente: Manual de carreteras, Luis Bañón Blazquez

3.3.2.3 Resumen de estudio de suelos

En el cuadro 8 nos muestra los resultados obtenidos de los diferentes ensayos realizados en laboratorio.

Cuadro 8. Resumen de ensayo de suelos.

Resumen de estudio de suelos									
Progresiva	Limite Líquido (LL)	Limite Plástico (LP)	Índice de Plasticidad (IP)	%Pasa N° 40	%pasa N° 200	Clasificación		CBR	
						USCS	AASHTO	100%	95%
0+000	27	15	12	37,48	33,03	SC	A-2-6(0)	22	13
0+500	29	20	9	81,82	59,31	CL	A-4(5)	19	10
1+000	26	18	8	81,13	61,37	CL	A-4(5)	19	10
1+500	26	20	6	72,56	58,39	CL-ML	A-4(5)	19	10
2+000	29	21	8	82,53	64,69	CL	A-4(6)	19	10
2+500	27	15	12	50,61	32,12	SC	A-2-6(0)	22	13
3+000	NP	NP	0	51,22	28,33	SM	A-2-4(0)	32	22
3+500	27	16	11	50,10	30,37	SC	A-2-6(0)	22	13
4+000	NP	NP	0	51,04	26,24	SM	A-2-4(0)	32	22
4+500	27	16	11	51,06	33,10	SC	A-2-6(0)	22	13
5+000	25	20	5	77,88	56,71	CL-ML	A-4(4)	19	10
5+500	26	16	10	77,43	61,71	CL	A-4(5)	19	10
6+000	25	20	5	70,42	50,34	CL-ML	A-4(3)	19	10

Fuente: Elaboración Propia.

Asimismo, los ensayos realizados en el laboratorio de suelos de la universidad autónoma Juan Misael Saracho se muestran en el ANEXO 2 estudio de suelos.

3.3.3 Estudio hidrológico

La hidrología se define como la ciencia que estudia la disponibilidad y la distribución del agua sobre la tierra. En la actualidad la hidrología tiene un papel muy importante en el planeamiento del uso de los recursos hidráulicos, y ha llegado a convertirse en parte fundamental de los proyectos de ingeniería.

En el análisis hidrológico de las áreas de drenaje intervienen fundamentalmente los dos componentes del ciclo: precipitación y escurrimiento.

3.3.3.1 Lluvias máximas diarias

La información pluviométrica que ha servido de base para la cuantificación de la escorrentía superficial es la correspondiente a precipitaciones máximas en 24 horas obtenidas de la estación más cercana al área del proyecto, información proporcionada por el servicio nacional de meteorología (SENAMHI).

Precipitación máxima en 24 horas de la estación pluviométrica “Sella Quebradas”.
Periodo de registro 1.986 – 2.017

La ubicación y características de la estación pluviométrica disponible en la zona de estudio, se presenta a continuación en el cuadro 9. Asimismo, en el ANEXO 4 se adjuntan los registros proporcionados por el SENAMHI.

Cuadro 9. Estaciones pluviométricas en la zona de estudio

Nombre de la estación	Entidad operadora	Ubicación		Altitud msnm	Provincia	Dpto.	Periodo de registro
		Lat. S	Long. W				
Sella Qda.	SENAMHI	21° 23' 11"	64° 40' 52"	2.145	MéndeZ	Tarija	1.986-2.017

Fuente: Elaboración propia.

El estudio de las precipitaciones máximas es necesario en múltiples aplicaciones. Así en hidrología para la estimación de avenidas es necesario conocer el valor de la máxima precipitación probable registrada para un determinado período de retorno.

Se realizará el cálculo de alturas máximas de precipitación mediante la ley de distribución de Gumbel. Para ello deberán ser estimados, con los datos de cada estación en estudio.

Cuadro 10. Precipitaciones máximas.

Precipitación máxima diaria		
Año	Aeropuerto	Sella Qda.
1955	56	
1956	57,2	
1957	54,2	
1958	56	
1959	60,1	
1960	54	
1961	70	
1962	37	
1963	51	
1964	52	
1965	37	
1966	106	
1967	56	
1968	55	
1969	57	
1970	83,3	
1971	55,1	
1972	45	
1973		
1974	48,5	
1975	88,3	
1976	40,6	
1977	59	
1978	51	
1979	34,6	
1980	39,7	
1981	64,4	
1982	41	
1983	34	
1984	59	
1985	84,7	
1986	42	
1987	97,8	60,3
1988	40,1	65,8
1989	74	38,1
1990	44	88,5

1991	47	80
1992	68,1	40
1993	50,1	63
1994	38,2	80,5
1995	45	52,1
1996	52	52
1997		
1998	48	
1999	74,7	62,5
2000	78	72,4
2001	82	49,5
2002	60	55,6
2003	48,8	63,4
2004	52,4	30
2005	54,2	76,5
2006	49,5	39
2007	48,3	78
2008	49,5	80,4
2009	43,2	70,6
2010	75,2	52
2011	85	60
2012	41,4	84
2013	29,2	50
2014	67,3	40,5
2015	58,8	84,7
2016	35,6	80
2017	57,3	39,5

DATOS	61	29
MEDIA (hd)	56,121	61,686
DESV. (Sd)	16,380	16,814
MODA (Ed)	48,750	54,120
CARACT. (Kd)	0,603	0,558

Fuente: Elaboración propia.

Ahora el cálculo de las ponderadas de la moda y la característica

Edp=50,48

Kdp=0,59

Para el ajuste de las lluvias máximas diarias se adoptó la ley de Gumbell modificada. La expresión para calcular la precipitación máxima diaria para un determinado periodo de retorno T es la siguiente:

$$h_{dT} = E_d * (1 + K_d * \log T)$$

Dónde:

h_{dT} = Precipitación máxima diaria para un determinado periodo de retorno (mm).

T = Periodo de retorno (años).

Cuadro 11. Altura de lluvia máxima diaria.

Periodo de retorno T (Años)	hdT (mm)
2	59,42
5	71,25
10	80,19
25	92,02
50	100,96
100	109,91

Fuente: Elaboración propia.

3.3.3.2 Cálculo de tiempo de concentración

Para demostrar el procedimiento del cálculo del tiempo de concentración se tomará como ejemplo los datos de la cuenca N° 1. Para las otras quebradas dentro del tramo estudio de ingeniería mejoramiento de camino Sella Méndez – Carachimayo se observa en el ANEXO 4.

Cuadro 12. Propiedades de la cuenca N° 1.

A = Área de la cuenca en Km ² .	0,352	Km ²
L = Longitud del río principal Km.	0,816	Km
J = Pendiente media del río principal m/m.	0,070	m/m
H = Desnivel máximo, se expresa en m.	57,453	m
C = Coeficiente de escorrentía.	0,528	norma ABC
Punto más alto	2163,062	m.s.n.m.
Punto más bajo	2105,609	m.s.n.m.

Fuente: Elaboración propia.

Cuadro 13. Tiempo de concentración cuenca N° 1.

Autor	Ecuación	Tc (h)
Temez	$Tc = 0,3 \left(\frac{L}{S_0^{0,25}} \right)^{0,75}$	0,179
Kirpich	$Tc = \frac{0,02 L^{0,77} S^{-0,385}}{60}$	0,162
Giandotti	$Tc = \frac{4\sqrt{S} + 1,5L}{0,8\sqrt{H}}$ $\frac{L}{3.600} \geq Tc \geq \frac{L}{3.600 + 1,5}$	2,574 no cumple
Ventura-Herbas	$Tc = a \frac{S^{0,5}}{i}$ $a = \frac{L}{\sqrt{S}}$ $0,05 \leq a \leq 0,5$	0,116 no cumple
Passini	$Tc = a \frac{(SL)^{1/2}}{i^{0,5}}$ $a = \frac{L}{\sqrt{S}}$ $0,04 \leq a \leq 0,13$	0,278 no cumple

Fuente: Elaboración propia.

Al no cumplir sus condiciones de las fórmulas de Giandotti, Ventura – Herbas y Pasini no se tomarán en cuenta para la determinación del tiempo de concentración para esta cuenca, de lo cual se promediará los resultados según Temez y Kirpich obteniendo un valor de:

$$Tc = 0,170 \text{ h.}$$

3.3.3.3 Obtención de la intensidad

Utilizando la fórmula de Grunsky.

$$i_t = i_{24} \sqrt{\frac{24}{Tc}} \quad i_{24} = \frac{hdT}{24}$$

Para un periodo de retorno T=25 años para alcantarillas, se tiene un hdT = 92,02 mm se obtiene lo siguiente:

$$i_{24} = \frac{hdT}{24} = \frac{92,02}{24}$$

Intensidad horaria: $i_{24} = 3,834$ mm/h.

$$i_t = i_{24} \sqrt{\frac{24}{T_c}} = 3,834 \sqrt{\frac{24}{0,170}}$$

Intensidad de diseño: $i_t = 45,53$ mm/h.

3.3.3.4 Estimación de caudal de diseño

Para la estimación del caudal de diseño se empleó el método racional modificado, el cual es utilizable a cuencas pequeñas menores a 25 km².

$$CU = 1 + \frac{T_c^{1,25}}{T_c^{1,25} + 14} = 1 + \frac{0,170^{1,25}}{0,170^{1,25} + 14} = 1,008$$

$$Q = CU * \frac{C * i * A}{3,6} = 1,008 * \frac{0,528 * 45,53 * 0,352}{3,6}$$

$$Q = 2,37 \frac{m^3}{s}$$

3.3.4 Estudio de tráfico

El tránsito está compuesto por vehículos de diferente peso y número de ejes que producen diferentes tensiones y deformaciones en el pavimento, lo cual origina distintas fallas en éste. El volumen y carácter del tránsito fijan el ancho del pavimento, mientras que el peso y la frecuencia de las cargas de los ejes o de las ruedas de los vehículos, determinan el espesor y otras características del diseño estructural.

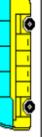
3.3.4.1 Resumen tráfico aforado

Los aforos han relevado datos de los tipos de vehículos que componen los flujos vehiculares. Para esto se han adoptado las doce (12) categorías de vehículos de acuerdo a la clasificación estándar de la ABC.

El procesamiento de los conteos clasificados permite obtener los volúmenes vehiculares que circulan el tramo vial del proyecto. Esta tarea puede apreciarse en el cuadro a continuación, donde se presentan los volúmenes diarios totales, por tipo de vehículo en ambos sentidos.

Las tablas de los aforos por día se muestran en el ANEXO 3. Estudio de tráfico.

Cuadro 14. Resumen de aforo vehicular.

Resumen de aforo de toda la semana		Día										
Clase	Tipo	Ambs sentidos	Lun.	Mar.	Mie.	Jue.	Vie.	Sab.	Dom.	Total	Prom.	%
Livianos	1		10	9	8	7	7	9	8	58	9	22,48
	2		5	7	4	5	7	4	5	37	6	14,34
	3		7	7	5	6	6	6	6	43	7	16,67
Omnibus	MB		2	2	1	1	0	0	0	6	1	2,326
	B2		0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
	B3		0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
Camión	C2m		4	5	6	6	7	5	6	39	6	15,12
	C2		0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
	C3		1	0	1	0	0	1	0	3	1	1,163
Semi-trailer	CSR		0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
	CR		0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
Otros	12		10	9	10	9	9	11	14	72	11	27,91
		TDi	39	39	35	34	36	36	39	258	37	100

Fuente: Elaboración propia

Como resultado, se tiene un tráfico diario promedio de 37 vehículos por día (TPDS), siendo los días lunes, martes y domingo con mayor circulación vehicular.

En cuanto a la composición vehicular, se observa que la gran mayoría de los vehículos que ingresan al sector, son vehículos livianos (automóviles, vagonetas, jeeps, camionetas y minibuses) con un 53,49%, de los cuales los automóviles, vagonetas y Jeeps representan un 22,48%; mientras que buses medianos y grandes de transporte público de pasajeros del servicio interprovincial no llegan ni al 3%. Por su parte, los vehículos de carga (camiones) en su conjunto significan un 16,283% siendo los camiones medianos de dos ejes los mayoritarios con un 15,12%. Y con un 27,91% que circulan por el camino son otros vehículos (tractores agrícolas, maquinaria pesada y motocicletas).

En líneas generales, los trabajos de campo ratifican los análisis realizados en el estudio de identificación vehicular. Por tanto, el tráfico promedio diario que circula por el tramo carretero Sella Méndez - Carachimayo, según los conteos realizados y analizados anteriormente es de 258 semanal (TS).

3.3.4.2 Tráfico Promedio Diario Anual (TPDA)

Para el ajuste del TPDA obtenido fruto del trabajo de campo, utilizamos la siguiente fórmula.

$$TPDA = TPDS \pm K\sigma$$

Por tanto, se obtiene un valor de:

$$TPDA=39 \text{ Vehículos/día/ambos sentidos.}$$

3.3.4.3 Tráfico Generado (TG)

Como dato referencial se puede indicar que el tráfico generado puede fluctuar entre 15 y 25 % del tráfico normal, Por tanto, al realizar el mejoramiento del camino Sella Méndez - Carachimayo, al momento de su puesta en servicio, se generará un tráfico adicional fruto de la nueva dinámica socioeconómica en la zona directa del proyecto, estimándose un tráfico generado incrementado en un 25%.

$$TG = 25\% TPDA$$

$$TG= 0,25 * 39 = 9.75 \text{ Vehículos/día/ambos sentidos}$$

TG= 10 Vehículos/día/ ambos sentidos

3.3.4.4 Tráfico Atraído (TAt)

Es el susceptible de ser transferido hacia el camino mejorado desde otras carreteras existentes.

En el caso del proyecto objeto del presente estudio, el tránsito atraído se asumió el 10 % del TPDA.

$$TAt = 10 \% TPDA$$

TAt = 4,00 vehículos/día/ambos sentidos

3.3.4.5 Tráfico Asignado (TAsig)

Para la proyección del tráfico futuro previamente se debe obtener el valor del tráfico asignado, según la siguiente expresión:

$$\text{Tráfico Asignado} = \text{TPDA existente} + \text{TG} + \text{TAt}$$

$$TAsig = 39 + 10 + 4 = 53 \text{ Vehículos/día/Ambos Sentidos.}$$

3.3.4.6 Tráfico Futuro (TF)

Para la proyección en todo el periodo se ha considerado un crecimiento del TPDA, de acuerdo a la siguiente fórmula:

$$TF = TAsig. (1 + i)^n$$

TF = Tráfico futuro.

TAsig = Tráfico asignado.

i = Tasa de crecimiento del tráfico.

n = Periodo de proyección, expresado en años.

Tasa de crecimiento de vehículos

Cuadro 15. Tasas de crecimiento relacionadas con el tráfico futuro.

VARIABLE	LIVIANOS	PESADOS	OTROS
Crecimiento poblacional Tarija	1,9	1,9	1,9
Crecimiento poblacional san Lorenzo	0,9	0,9	0,9
PIB	3,48	3,48	3,48
Parque automotor	7,63	5,2	
Consumo combustible	4,76	5,49	
Promedio	5,29	4,72	2,09

Fuente: Elaboración propia

Para el cálculo del tráfico futuro para los vehículos livianos y pesados no se tomará en cuenta la tasa de crecimiento de la población de Tarija ni de la población de San Lorenzo por que se encuentran muy bajas con relación a la tasa del PIB, parque automotor y consumo de combustible. El crecimiento de la población solo será tomado en cuenta para la clase de vehículos otros.

Entonces los índices para el cálculo del tráfico futuro es el siguiente:

Vehículos livianos = 5,29

Vehículos pesados = 4,72

Vehículos otros = 2,09

De tal manera que el tráfico promedio diario anual partiendo de un TPDA de 53 veh/día, para un horizonte de quince (15) años, es decir a partir de su año de su inauguración, alcanza un TPDA de 107 veh/día, tal como se muestra en el cuadro 16 donde se presenta la evolución del TPDA del proyecto.

Cuadro 16. Proyección del tráfico.

AÑO	LIVIANOS			PESADOS							OTROS		TPDA
	1	2	3	MB	B2	B3	C2m	C2	C3	CSR	CR	12	
2019	0	8	9	1	0	0	8	0	1	0	0	15	54
2020	0	8	9	1	0	0	8	0	1	0	0	15	54
2021	1	9	10	2	0	0	9	0	2	0	0	16	61
2022	2	9	10	2	0	0	9	0	2	0	0	16	62
2023	3	10	11	2	0	0	10	0	2	0	0	16	66
2024	4	10	12	2	0	0	10	0	2	0	0	17	68
2025	5	11	12	2	0	0	11	0	2	0	0	17	71
2026	6	11	13	2	0	0	11	0	2	0	0	17	73
2027	7	12	13	2	0	0	12	0	2	0	0	18	77
2028	8	13	14	2	0	0	12	0	2	0	0	18	80
2029	9	13	15	2	0	0	13	0	2	0	0	19	84
2030	10	14	16	2	0	0	13	0	2	0	0	19	87
2031	11	15	16	2	0	0	14	0	2	0	0	19	90
2032	12	15	17	2	0	0	14	0	2	0	0	20	93
2033	13	16	18	2	0	0	15	0	2	0	0	20	97
2034	14	17	19	3	0	0	16	0	2	0	0	21	103
2035	15	18	20	3	0	0	16	0	2	0	0	21	107
TOTAL	313	209	234	34	0	0	201	4,72	32	0	0	304	1327

Fuente: Elaboración Propia.

3.4 DISEÑO DE INGENIERÍA

3.4.1 Análisis y elección de alternativas de trazo geométrico

Única Alternativa

Al elegir la alternativa, se tomaron varios criterios, pero siempre teniendo en cuenta que es un diseño de mejoramiento, el cual nos indica que el camino ya se encuentra trazado hace muchísimos años antes, por lo tanto el camino pasa por puntos estratégicos inamovibles (comunidades, viviendas, entre otros) por lo tanto se debe respetar en su gran mayoría el trazo inicial delimitado, algo muy importante que se tomó en cuenta son los terrenos cultivables los cuales no podrían ser tocados por que es propiedad privada de los agricultores de la zona.

Para tener otras alternativas de trazo se deberá hacer expropiaciones y servidumbres según indica el decreto supremo N° 28946 del estado plurinacional de Bolivia en su artículo 25 que se describe a continuación.

ARTICULO 25.- (EXPROPIACIONES Y SERVIDUMBRES).

I. En caso de que en la zona del derecho de vía existan propietarios cuya data sea anterior al diseño de la carretera, las entidades competentes, mediante el trámite de expropiación correspondiente, liberarán el derecho de vía para la ejecución de los trabajos de mejoramiento o construcción, será prioritaria la compensación con bienes del Estado y, en su caso, se asignará los recursos suficientes.

II. Si se establece técnicamente que no es necesaria la expropiación de determinadas áreas, sino que éstas sean sometidas a servidumbre, para que se haga efectiva dicha servidumbre se procesará al trámite correspondiente.

III. En el caso de que los afectados no cuenten con títulos de propiedad y sean poseedores legales, de conformidad a la Ley N° 1715 de 18 de octubre de 1996, del servicio nacional de reforma agraria, la administradora boliviana de carreteras, únicamente a través de las prefecturas de departamento, reconocerá las mejoras efectuadas en ese predio agrario.

IV. Las tierras comunitarias de origen – TCOs y las propiedades comunitarias campesinas o indígenas, por las características establecidas en los numerales 5 y 6 del artículo 41 de

la ley N° 1715 de 18 de octubre de 1996, del servicio nacional de reforma agraria, deberán ser consultadas para el uso de derecho de vía y acordarse una indemnización y/o compensación con la administradora boliviana de carreteras, a través de las prefecturas de departamento.

Derecho de vía de Caminos

La normativa legal en vigencia (D.S. No. 25134 de fecha 21 de agosto del 1998), determina que el Sistema Nacional de Carreteras, está conformado por: Caminos de la red Fundamental. Caminos de la red Departamental. Caminos de la red Municipal. Esta normativa establece el ancho del derecho de vía sólo para la red fundamental. El ancho del derecho de vía de los caminos de la red departamental y caminos de la red municipal o vecinal, deberá ser establecido por las prefecturas y municipalidades a través de un instrumento técnico/legal de acuerdo a las características de las vías camineras.

Tomando en cuenta la normativa legal vigente para la clasificación según el D.S. N° 25134 de fecha 21 de agosto de 1998, para línea férrea se tomará en cuenta lo descrito en el D.S. N° 24177 del 8 de diciembre de 1995, u obra pública, amparada con norma legal.

En caso de no contar con la base legal del DV correspondiente hasta la conclusión de la mensura predial, se asumirá las siguientes distancias para determinar los anchos vía (a partir del eje de vía) en el amojonamiento de vértices:

Caminos red Departamental 20 metros.

Caminos red Municipal 10 metros.

Derecho de vía para nuestro camino municipal desde Sella Mendez – Cararchimayo = 10 metros.

3.4.2 Diseño geométrico

El diseño geométrico de las vías comprende el dimensionamiento de sus elementos físicos, como curvas horizontales y verticales, ancho de carriles y secciones transversales. El objetivo básico del diseño geométrico de las carreteras, es producir una instalación que tenga un flujo continuo y que esté libre de accidentes.

3.4.2.1 Parámetros de diseño geométrico

Siguiendo con la metodología del manual de diseño geométrico de la administradora boliviana de carreteras versión 2007 (ABC), se presenta a continuación los parámetros de diseño.

3.4.2.1.1 Clasificación de camino

El estudio diseño de ingeniería mejoramiento de camino tramo Sella Méndez – Carachimayo se lo categorizo como **camino de desarrollo** teniendo en cuenta el tráfico que se tiene en el tramo y se pretende llegar a mejorar la categoría precautelando sobre todo las condiciones de seguridad y de funcionalidad de este camino.

3.4.2.1.2 Velocidad de Proyecto (VP)

El área del proyecto está constituida mayormente por un relieve con cambios de cota que, si bien no son demasiado importantes en términos absolutos, son repetitivos. Por estos cambios se clasifica el terreno ondulado medio.

Al ser un camino de desarrollo y un terreno ondulado medio, la velocidad de Proyecto utilizado para el mejoramiento del camino en estudio es de **40 km/h**.

3.4.2.1.3 Código de la clasificación

Según tabla 9 clasificación funcional para diseño carreteras y caminos rurales. En la última columna se dan los códigos estandarizados.

El código tipo para el proyecto se emplea de acuerdo a la categoría del camino, el número total de carriles y la velocidad de proyecto.

El mejoramiento del camino tendrá una calzada con dos carriles bidireccionales, para este caso el estudio diseño de ingeniería mejoramiento camino Sella Méndez – Carachimayo tendrá un código **D (2)-40 (km/h)**.

3.4.2.1.4 Radios mínimos absolutos (Rmin)

Los radios mínimos para cada velocidad de proyecto, calculados bajo el criterio de seguridad ante el deslizamiento, están dados por la expresión:

$$R_{\min} = \frac{V_p^2}{127(e_{\max} + f)}$$

Donde:

Rmín = Radio mínimo absoluto (m).

Vp = Velocidad de proyecto (km/h).

emax = Peralte máximo correspondiente al camino (m/m).

f = Coeficiente de fricción transversal máximo correspondiente a Vp.

De la tabla 2.3-3 valores máximos para el peralte y la fricción transversal, del manual de diseño Geométrico de la administradora boliviana de carreteras 2007 se obtiene:

$$e_{\max} = 7 \%, f = 0,265 - \frac{V}{602,4} \quad \text{para caminos con velocidades } V_p \text{ 30 a 80 km/h.}$$

Cálculo de radio mínimo absoluto

$$f = 0,265 - \frac{V}{602,4} = 0,265 - \frac{40}{602,4} = 0,198$$

$$R_{\min} = \frac{V_p^2}{127(e_{\max} + f)} = \frac{40^2}{127\left(\frac{7}{100} + 0,198\right)} = 47 \text{ m}$$

El radio mínimo utilizado para el diseño de ingeniería mejoramiento de camino tramo Sella Méndez – Carachimayo, es de **50 metros** según tabla 12 radios mínimos absolutos en curvas horizontales.

3.4.2.1.5 Peralte máximo admisible

La figura 4 entrega el valor de los peraltes a utilizar en carreteras y caminos, los que están dados exclusivamente en función del radio seleccionado. Los valores de emax (%) se leerán del gráfico aproximando a un decimal.

Al tener el radio mínimo de 50 m, de la figura 4 se obtiene que el peralte máximo en el tramo en estudio es de: **emax = 7 %**, así se obtendrá los valores de peralte para cada curva en función a su radio seleccionado.

3.4.2.1.6 Sobreancho en curvas

Vehículo tipo

El vehículo tipo para el cálculo de sobreancho será: bus de turismo que es similar a un camión grande de dos ejes.

Según tabla 17 para una calzada en recta 6,0 m ($n = 2$) $0,35 \text{ m} \leq E \leq 3,20 \text{ m}$ se tiene:

$$E = \frac{L_o^2}{R} + 0,15 \quad , \quad e_{\text{int}} = 0,55 E \quad , \quad e_{\text{ext}} = 0,45 E \quad , \quad 35 \leq R \leq 550$$

Donde:

E = Sobreancho (m)

L_o = Distancia entre parachoques delantero y último eje trasero (m)

R = Radio de la curva (m)

e_{int} = Sobreancho interior en la curva (m)

e_{ext} = Sobreancho exterior en la curva (m)

Entonces para el radio mínimo tendremos el sobreancho máximo

Datos:

$L_o = 10,6 \text{ m}$ según el tipo de vehículo de la tabla 17

$R_{\text{min}} = 50 \text{ m}$

Calculo:

$$E = \frac{L_o^2}{R} + 0,15 = \frac{10,6^2}{50} + 0,15$$

$E = 2,397 \text{ m}$, adoptamos un $E = 2,40 \text{ m}$ constructivamente

$e_{\text{int}} = 1,32 \text{ m}$, $e_{\text{ext}} = 1,08 \text{ m}$

Este mismo procedimiento de cálculo se realizará para cada curva del proyecto.

3.4.2.1.7 Pendientes máximas

La pendiente máxima es la máxima inclinación que podrá tener un determinado tramo de carretera y debe ser tomada en cuenta en el momento del trazado alométrico.

La pendiente máxima utilizada para el alineamiento vertical para el diseño del camino en estudio según la tabla 19 pendientes máximas admisibles (%) es de:

$$i_{\text{max}} = 10,9\%$$

3.4.2.1.8 Pendientes mínimas

Es deseable proveer una pendiente longitudinal mínima del orden de **0,5 %** a fin de asegurar en todo punto de la calzada un eficiente drenaje de las aguas superficiales.

3.4.2.2 Diseño geométrico del trazado

Los trazos vertical y horizontal de la vía constituyen el alineamiento. El diseño del alineamiento depende principalmente de la velocidad de diseño seleccionada para la vía.

El diseño geométrico del trazado se realizó con la ayuda del software AutoCAD civil 3D 2018

3.4.2.2.1 Alineamiento horizontal

El alineamiento horizontal consta de secciones rectas de la vía, conocidas como tangentes, unidas por curvas horizontales. Generalmente las curvas son segmentos de círculo, que tienen radios que proveen el flujo continuo del tránsito a lo largo de la curva.

Curva circular simple

Para comprobar los resultados obtenidos con el programa AutoCAD civil 3D se realizará una verificación de la curva circular simple de las progresivas 0+844,44 a 0+905,86

Datos:

Radio = 150 m

Angulo de deflexión $\Delta = 23^{\circ}27'37,9402'' = 23,4605$

Cálculos:

Tangente

$$T = R \cdot \tan \frac{\Delta}{2} = 150 \cdot \tan \frac{23,4605}{2} = 31,146 \text{ m}$$

Externa

$$S = R \cdot \left(\sec \frac{\Delta}{2} - 1 \right) = 150 \cdot \left(\sec \frac{23,4605}{2} - 1 \right) = 3,199 \text{ m}$$

Flecha

$$f = R \cdot \left(1 - \cos \frac{\Delta}{2}\right) = 150 \cdot \left(1 - \cos \frac{23,4605}{2}\right) = 3,133 \text{ m}$$

Desarrollo de curva

$$D_c = \frac{\pi \cdot R \cdot \Delta}{180} = \frac{3,1416 \cdot 150 \cdot 23,4605}{180} = 61,42 \text{ m}$$

Longitud de la curva

$$L_c = 2 \cdot R \cdot \sin \frac{\Delta}{2} = 2 \cdot 150 \cdot \sin \frac{23,4605}{2} = 60,991 \text{ m}$$

Peralte

Según figura 4 corresponde un peralte de 7 %

Sobreeancho

$$E = \frac{L_0^2}{R} + 0,15 = \frac{10,6^2}{150} + 0,15 = 0,9 \text{ m}$$

$$e_{\text{int}} = 0,55 \cdot E = 0,55 \cdot 0,9 = 0,5 \text{ m}$$

$$e_{\text{ext}} = 0,45 \cdot E = 0,45 \cdot 0,9 = 0,4 \text{ m}$$

A continuación en los cuadros 17 y 18 se muestra los elementos de curvas circulares simples y curvas circulares de transición o espirales.

Cuadro 17. Elementos de curvas circulares simples

ELEMENTOS DE CURVA CIRCULARES SIMPLES												
N°	PI	DELTA	RADIO	TANGENTE	DESARROLLO	LONGITUD EXTERNA	FLECHA	PI	PC	PT	NORTE	ESTE
PI:1	4°47'10"	955	39,91	79,77	79,75	0,83	0,83	0+127,88	0+087,97	0+167,74	7634106,2	323906,15
PI:2	45°09'14"	55	22,87	43,34	42,23	4,56	4,21	0+323,26	0+300,39	0+343,73	7634067,3	323709,26
PI:3	48°05'43"	55	24,54	46,17	44,82	5,23	4,77	0+542,38	0+517,84	0+564,01	7633835,2	323691,63
PI:4	23°27'38"	150	31,15	61,42	60,99	3,2	3,13	0+875,58	0+844,44	0+905,86	7633786,1	323353,15
PI:5	19°00'05"	230	38,49	76,28	75,93	3,2	3,15	1+026,16	0+987,67	1+063,94	7633825,8	323207,00
PI:6	81°24'05"	50	43,01	71,04	65,21	15,95	12,09	1+189,76	1+146,75	1+217,79	7633814,9	323043,06
PI:7	63°34'20"	55	34,08	61,02	57,94	9,7	8,25	1+450,83	1+416,74	1+477,77	7633529,6	323019,11
PI:8	36°13'42"	200	65,43	126,46	124,36	10,43	9,91	1+903,40	1+837,98	1+964,44	7633592,3	322553,31
PI:9	31°48'44"	480	136,79	266,51	263,1	19,11	18,38	2+394,51	2+257,72	2+524,23	7633935,9	322196,27
PI:10	40°53'02"	200	74,55	142,71	139,7	13,44	12,59	3+307,96	3+233,41	3+376,12	7634827,9	321969,06
PI:11	24°59'18"	55	12,19	23,99	23,8	1,33	1,3	3+647,79	3+635,60	3+659,59	7635026,9	321683,03
PI:12	33°20'29"	150	44,92	87,29	86,06	6,58	6,3	3+913,07	3+868,15	3+955,44	7635294,8	321678,89
PI:13	5°30'44"	987	47,51	94,95	94,92	1,14	1,14	4+323,46	4+275,95	4+370,90	7635636,2	321446,61
PI:14	5°58'55"	865	45,2	90,31	90,27	1,18	1,18	4+590,47	4+545,27	4+635,58	7635870,4	321318,29
PI:15	17°35'54"	300	46,44	92,15	91,78	3,57	3,53	4+906,28	4+859,84	4+951,98	7636130,1	321138,46
PI:16	45°36'44"	55	23,13	43,78	42,64	4,66	4,3	5+139,85	5+116,72	5+160,50	7636273,4	320953,09
PI:17	48°36'06"	55	24,83	46,65	45,27	5,35	4,87	5+260,70	5+235,86	5+282,52	7636256,5	320830,94
PI:18	50°11'09"	150	70,24	131,39	127,23	15,63	14,16	5+426,57	5+356,33	5+487,71	7636366,6	320702,89
PI:19	47°59'59"	55	24,49	46,08	44,74	5,2	4,75	5+719,66	5+695,17	5+741,25	7636315,8	320399,04

Fuente: Elaboración propia

Cuadro 18. Elementos de curvas espirales

N° ESPIRAL	PROGRESIVA DE INICIO	PROGRESIVA FINAL	LONGITUD	DELTA	COORDENADA X	COORDENADA Y	TANGENTE EXTERNA	P	K	A	RADIO ENTRADA	RADIO SALIDA
S1	0+272,26	0+300,39	28,12	14°38'58"	27,942	2,386	18,815	9,434	0,598	14,0339,33	Infinito	55
S2	0+343,73	0+371,86	28,12	14°38'58"	27,942	2,386	18,815	9,434	0,598	14,0339,33	55	Infinito
S3	0+489,71	0+517,84	28,12	14°38'57"	27,941	2,386	18,814	9,434	0,598	14,0339,33	Infinito	55
S4	0+564,01	0+592,13	28,12	14°38'57"	27,941	2,386	18,814	9,434	0,598	14,0339,33	55	Infinito
S7	1+388,62	1+416,74	28,12	14°38'57"	27,941	2,386	18,814	9,434	0,598	14,0339,33	Infinito	55
S8	1+477,77	1+505,89	28,12	14°38'57"	27,941	2,386	18,814	9,434	0,598	14,0339,33	55	Infinito
S9	3+607,48	3+635,60	28,12	14°38'57"	27,941	2,386	18,814	9,434	0,598	14,0339,33	Infinito	55
S10	3+659,59	3+687,72	28,12	14°38'57"	27,941	2,386	18,814	9,434	0,598	14,0339,33	55	Infinito
S11	5+667,05	5+695,17	28,12	14°38'57"	27,941	2,386	18,814	9,434	0,598	14,0339,33	Infinito	55
S12	5+741,25	5+769,37	28,12	14°38'57"	27,941	2,386	18,814	9,434	0,598	14,0339,33	55	Infinito

Fuente: Elaboración propia.

Los reportes de coordenadas del alineamiento horizontal están detallados en la sección de Anexo 5 diseño geométrico del trazado.

3.4.2.2 Alineamiento vertical

El alineamiento vertical de una vía consta de secciones rectas que se conocen como pendientes, o tangentes unidas mediante curvas verticales. Por tanto, el diseño del alineamiento vertical incluye la selección de pendientes adecuadas, para las secciones tangentes y el diseño de las curvas verticales.

Para el diseño vertical se tomó en cuenta en el trazo de la rasante la pendiente máxima que no sea mayor a 10 % y una pendiente mínima de 0,2 % por tener un bombeo de la calzada de 2 %.

Cuadro 19. Elementos de curvas verticales

ELEMENTOS DE CURVAS VERTICALES						
TIPO DE CURVA	RADIO	LONGITUD	VALOR DE K	K VISIBILIDAD	K ADELANTAMIENTO	K ILUMINACION
Cóncava	1578,517	161,351	15,78517			9
Convexa	2718,98	195,224	27,1898	4	23	
Cóncava	2495,645	179,917	24,95645			9
Convexa	13357,986	349,98	133,57986	4	23	
Cóncava	1607,979	118,885	16,07979			9
Convexa	2570,324	246,767	25,70324	4	23	
Cóncava	2681,679	270,981	26,81679			9
Convexa	3159,022	306,425	31,59022	4	23	
Cóncava	1149,425	100	11,49425			9
Convexa	2816,676	373,882	28,16676	4	23	
Cóncava	1052,817	120	10,52817			9
Convexa	15914,816	562,874	159,14816	4	23	
Convexa	4550,441	216,833	45,50441	4	23	
Cóncava	2113,588	168,161	21,13588			9

Fuente: Elaboración propia

El alineamiento vertical se detalla en la sección de Anexo 5 diseño geométrico del trazado.

3.4.3 Sección transversal

Se entiende por sección de una carretera al corte transversal de la misma que nos permite visualizar con claridad las dimensiones de sus elementos, los cuales son: calzada, berma,

cuneta, talud de corte y talud de relleno. Estos elementos influyen sobre las características operativas, estéticas y de seguridad del camino.

3.4.3.1 Calzada

La calzada está formada por dos o más carriles. Un carril será entonces cada una de las divisiones de la calzada que pueda acomodar una fila de vehículos transitando en un sentido.

El ancho de la calzada utilizado en el mejoramiento del camino, es de 6 metros, equivalente a dos carriles de **3 metros**.

3.4.3.2 Bombeos

El principal objetivo de la construcción de pendientes en dirección transversal, es facilitar el retiro del agua superficial del pavimento en el menor tiempo posible. Esto se logra mediante el coronamiento de la superficie del pavimento, construyendo para ello el bombeo desde la línea central o construyendo una pendiente en una dirección a través del ancho del pavimento.

Se ha determinado que una pendiente de bombeo del 2 por ciento o menores, no afectan notoriamente la comodidad de los conductores, en especial respecto al esfuerzo del conductor en el volante.

El bombeo utilizado según la tabla 20 bombeos de la calzada, para el diseño de ingeniería mejoramiento de camino tramo Sella Méndez – Carachimayo es igual a:

$$\text{Bombeo} = 2 \%$$

3.4.3.3 Ancho de bermas

Las bermas son la parte del camino contigua a la calzada, comprendida entre el borde exterior del carril y el borde interior de la cuneta o del talud según sea la sección en corte o en terraplén. Las bermas reciben también las denominaciones de banquetas, hombrillos, arcenes y acotamientos.

El ancho de berma adoptado según la tabla 21 resumen de anchos de plataforma en terraplén y de sus elementos a nivel de rasante, para el mejoramiento del camino Sella Méndez – Carachimayo, es igual a:

Ancho de berma = 0,5 m.

3.4.3.4 Pendiente transversal de las bermas

La pendiente transversal de las bermas en camino con calzada pavimentada, ya sea con hormigón, asfalto o tratamiento superficial, las bermas tendrán la misma pendiente transversal que la calzada, ya sea que ésta se desarrolle en recta o en curva. Entonces, se adopta para el camino Sella Méndez - Carachimayo igual a:

Pendiente transversal de berma = 2 %

3.4.3.5 Taludes

Talud es la inclinación del terreno después de haber realizado el corte o después de haber formado el terraplén. Sus valores dependen de la aplicación de criterios de seguridad, estabilidad, mantenimiento, estética y economía, y también de la naturaleza de los suelos, características geológicas y geotécnicas, y de las condiciones hidrológicas y desagüe.

Los taludes de corte y terraplén para el mejoramiento de camino tramo Sella Méndez – Carachimayo es de:

Taludes de corte = 5:1 (H: V)

Taludes de terraplén = 2:1 (H: V)

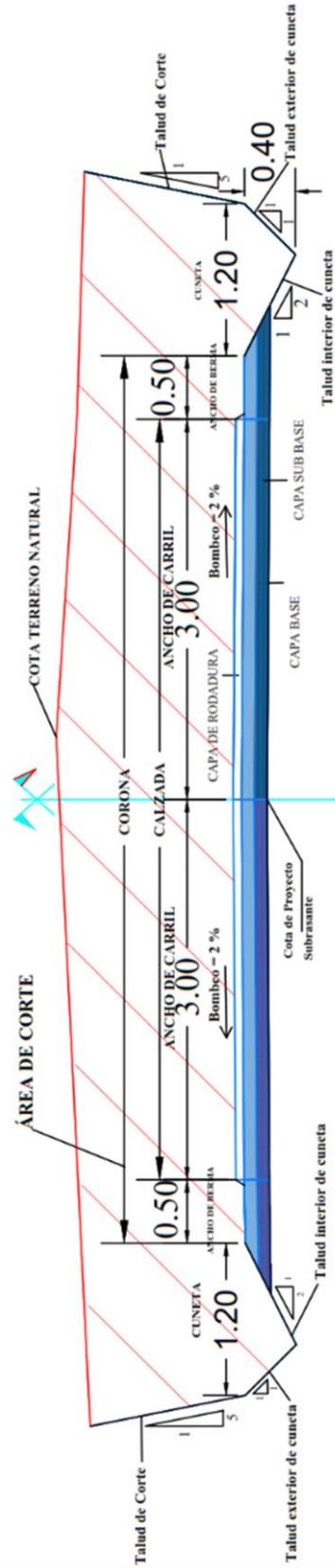
Talud interior de cuneta = 2:1 (H: V)

Talud exterior de cuneta = 1:1 (H: V)

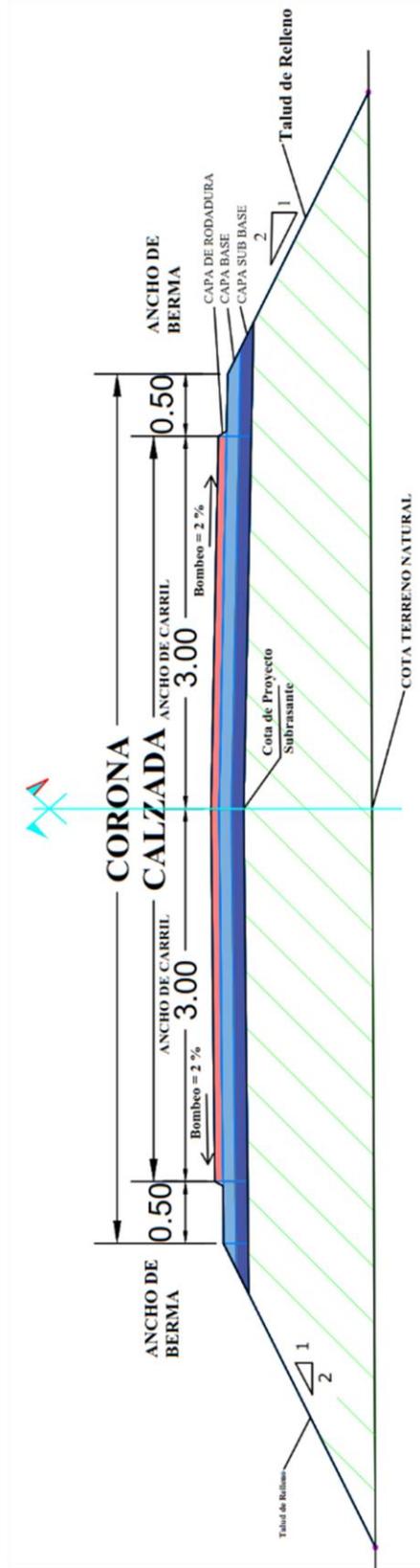
3.4.3.6 Sección transversal tipo del camino

A continuación, se detalla la sección tipo que tendrá el camino tramo Sella Méndez – Carachimayo.

SECCIÓN TIPO 1 EN CORTE



SECCIÓN TIPO 2 EN RELLENO



3.4.3.5 Curva masa

No es posible realizar el diseño de una carretera simplemente tomando en cuenta especificaciones de una pendiente, velocidad, grado de curvatura, drenaje, etc. sino que se consigue un excelente diseño cuando el movimiento de tierra es económico.

El plano correspondiente al diagrama de masas y su planilla está en detalle en la sección de anexo 7 volúmenes de corte y relleno.

3.4.4 Diseño estructural del pavimento

Generalmente, para los caminos de bajo volumen de tránsito se proponen soluciones relativamente económicas en comparación a caminos que soportan mayores volúmenes, sin embargo, para un proyecto de inversión en un camino de bajo volumen de tránsito se requiere en la actualidad cumplir con estándares mínimos de diseño geométrico (longitudinal y transversal), señalización y una ingeniería de diseño estructural de pavimentos.

3.4.4.1 Alternativas de diseño estructural de pavimento

El diseño del pavimento para el camino Sella Méndez - Carachimayo, está sujeto a las condiciones que ofrecen los suelos y los materiales del lugar. Para el diseño se aplicará el método de diseño AASHTO (American Association of State Highway and Transportation Officials) 1993.

3.4.4.2 Alternativa 1 pavimento flexible

Los procedimientos involucrados en el actual método de diseño, están basados en las ecuaciones originales de la AASHTO. El diseño está basado primordialmente en identificar o encontrar un “número estructural SN” para el pavimento flexible, que pueda soportar el nivel de carga solicitado.

3.4.4.2.1 Análisis de tránsito

Cálculo de factor equivalente de carga (LEF)

El factor equivalente de carga LEF es un valor numérico que expresa la relación entre la pérdida de serviciabilidad ocasionada por una determinada carga de un tipo de eje y la producida por el eje patrón de 18 kips.

$$LEF = \frac{W_{18}}{W_X}$$

Donde:

W_{18} = N° de ESALs de 80 KN que producen pérdida de serviciabilidad.

W_X = N° de ejes X KN que producen la misma pérdida de serviciabilidad.

Configuración de ejes para cada clase de vehículo

Los tipos de ejes pueden ser ordenados de acuerdo a la tabla que sigue donde se muestra la configuración de ejes para los vehículos.

Cuadro 20. Clases de vehículos y configuraciones de ejes.

Clase de vehículo y configuración de ejes				
Clase de vehículo según ABC.	Eje delantero	Eje trasero 1	Eje trasero 2	Eje trasero 3
Automóviles, jeep y vagonetas	Eje simple 1	Eje simple 1		
Camionetas (Hasta 2 Ton.)	Eje simple 1	Eje simple 2		
Minibuses (hasta 13 pasajeros)	Eje simple 1	Eje simple 2		
Microbuses (De 2 Ejes)	Eje simple 1	Eje simple 3		
Bus medianos (De 2 Ejes)	Eje simple 2	Eje simple 5		
Buses grandes (2 o más Ejes)	Eje simple 4	Eje tandem 6		
Camiones medianos (2 Ejes)	Eje simple 4	Eje simple 5		
Camiones grandes (2 Ejes)	Eje simple 4	Eje tandem 6		
Camiones grandes (3 Ejes)	Eje simple 4	Eje simple 4	Eje tandem 6	
Camiones semirremolque	Eje simple 4	Eje tandem 6	Eje tridem 7	
Camiones remolque	Eje simple 4	Eje tridem 7	Eje simple 5	Eje tandem 6
Otros vehículos				

Fuente: Elaboración propia

Para adoptar la carga para cada tipo de eje de los vehículos se determina según Ley N° 441 Ley de control de pesos y dimensiones vehiculares en la red vial fundamental.

Cuadro 21. Cargas adoptadas por tipo de eje

Cargas adoptadas por tipo de eje		
Tipo de eje	Carga (Ton)	L2X
Simple 1	1	1
Simple 2	2	1
Simple 3	4	1
Simple 4	7	1
Simple 5	11	1
Tandem 6	18	2

Fuente: Elaboración propia

Cálculo de factor equivalente de carga (LEF) para cada tipo de eje en pavimento flexible

$$\frac{W_X}{W_{18}} = \left(\frac{L_{18} + L_{2S}}{L_X + L_{2X}} \right)^{4,79} * \left(\frac{10^{G/\beta_X}}{10^{G/\beta_{18}}} \right) (L_{2X})^{4,33}$$

$$G = \log\left(\frac{4,2 - p_t}{4,2 - 1,5}\right)$$

$$\beta_X = 0,40 + \frac{0,08 * (L_X + L_{2X})^{3,23}}{(SN + 1)^{5,19} * L_{2X}^{3,23}}$$

$$\beta_{18} = 0,40 + \frac{0,081 * (L_{18} + L_{2S})^{3,23}}{(SN + 1)^{5,19} * L_{2S}^{3,23}}$$

Donde:

LX: Peso del eje en kips (kilo libras).

L18: 18 kips/eje.

L2X: Código para la configuración del eje.

L2X = 1 Eje Simple, L2X = 2 Eje tándem y L2X = 3 Eje triple, L2S = 1.

β_X : factor que depende del tipo y código del eje, y del número estructura SN o espesor de la losa según se trate de pavimento flexible o rígido respectivamente.

β_{18} : valor de β para el eje equivalente.

SN: Número Estructural (Structural Number), en pulgadas.

pt: Índice de Serviciabilidad Final.

Considerando que los volúmenes vehiculares en el DISEÑO DE INGENIERÍA MEJORAMIENTO DE CAMINO TRAMO SELLA MENDEZ - CARACHIMAYO no son precisamente altos, en el cálculo se consideraron:

Número estructural SN igual a 2,0 (pulg) y una serviciabilidad de $pt = 2,0$.

Ejemplo de cálculo para eje simple.

$$G = \log\left(\frac{4,2 - p_t}{4,2 - 1,5}\right) = \log\left(\frac{4,2 - 2}{4,2 - 1,5}\right) = -0,08894108$$

$$\beta_X = 0,40 + \frac{0,081 * (L_X + L_{2X})^{3,23}}{(SN + 1)^{5,19} * L_{2X}^{3,23}} = 0,40 + \frac{0,081 * (2,2 + 1)^{3,23}}{(2 + 1)^{5,19} * 1^{3,23}} = 0,411584042$$

$$\frac{G}{\beta_X} = -0,216094586$$

$$\beta_{18} = 0,40 + \frac{0,081 * (L_{18} + L_{2S})^{3,23}}{(SN + 1)^{5,19} * L_{2S}^{3,23}} = 0,40 + \frac{0,081 * (18 + 1)^{3,23}}{(2 + 1)^{5,19} * 1^{3,23}} = 4,052580851$$

$$\frac{G}{\beta_{18}} = -0,021946776$$

$$\frac{W_X}{W_{18}} = \left(\frac{L_{18} + L_{2S}}{L_X + L_{2X}}\right)^{4,79} * \left(\frac{10^{G/\beta_X}}{10^{G/\beta_{18}}}\right)(L_{2X})^{4,33} = \left(\frac{18 + 1}{2,2 + 1}\right)^{4,79} * \left(\frac{10^{-0,216094586}}{10^{-0,021946776}}\right)(1)^{4,33}$$

$$\frac{W_X}{W_{18}} = 3246,486057$$

$$LEF \text{ EJE} = \frac{1}{\frac{W_X}{W_{18}}} = \frac{1}{3246,486057} = 0,00030803$$

El cálculo para los diferentes ejes de los vehículos del camino se muestra en el cuadro a continuación

Cuadro 22. Factor equivalente de carga para cada tipo de eje.

Cálculo de factor equivalente de carga (LEF) para cada tipo de eje en pavimento flexible													
Datos						Cálculos							
Lx/ton	Lx/kips	L18	L2x	L2s	Pt	SN	G	Bx	G/Bx	B18	G/B18	Wx/W18	LEF
1	2,2	18	1	1	2	2	-0,0889411	0,411584042	-0,21609459	4,052580851	-0,02194678	3246,486057	0,000308025
2	4,4	18	1	1	2	2	-0,0889411	0,462785239	-0,19218652	4,052580851	-0,02194678	279,7846588	0,003574177
4	8,8	18	1	1	2	2	-0,0889411	0,830413546	-0,10710457	4,052580851	-0,02194678	19,59291502	0,051038858
7	15,4	18	1	1	2	2	-0,0889411	2,670760526	-0,03330178	4,052580851	-0,02194678	1,971390733	0,507256113
11	24,2	18	1	1	2	2	-0,0889411	9,493884911	-0,00936825	4,052580851	-0,02194678	0,266133585	3,757511475
18	39,6	18	2	1	2	2	-0,0889411	5,292944378	-0,01680371	4,052580851	-0,02194678	0,476843257	2,097125179

Fuente: Elaboración propia.

Cálculo de factor equivalente de carga para cada tipo de vehículo.

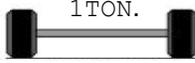
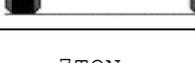
Ejemplo de cálculo para clase vehículo 1.

$$\text{LEF VEHIC PAV. FLEXIBLE} = \text{LEF EJE DELANTERO} + \text{LEF EJE TRASERO}$$

$$\text{LEF VEHIC PAV. FLEXIBLE} = 0,000308025 + 0,000308025 = 0,0006160507$$

Los cálculos para las diferentes clases de vehículos se muestran en el siguiente cuadro a continuación.

Cuadro 23. Factor equivalente de carga para cada clase de vehículo.

LEF para cada clase de vehículo en pavimento flexible			
Clase de vehículo	Eje delantero	Eje trasero	LEF VEHIC PAV. flexible
1. Automóviles, jeep y vagonetas			0,0006160507
2. Camionetas (Hasta 2 Ton.)			0,0038822027
3. Minibuses (Hasta 13 Pasajeros)			0,0038822027
MB. Microbuses (2 Ejes)			0,0513468830
C2m. Camión mediano (hasta 6 Ton.)			4,2647675879
C2. Camión grande (2 Ejes.)			4,7015064699
12. Otros vehículos			0,0000000000

Fuente: Elaboración propia.

Cálculo del número de ejes equivalentes para pavimento flexible (ESAL's)

Se calcula para el carril de diseño utilizando la siguiente ecuación:

$$\text{ESALs} = \sum_{i=1}^m (\text{LEF} * \text{TPDA} * \text{DD} * \text{DI} * 365)$$

Donde:

LEF = Factor equivalente de carga por vehículo.

TPDA = Tráfico promedio diario anual.

FC = Factor de crecimiento para un período de diseño en años.

DD = Distribución direccional.

DI = Distribución por carril.

Ejemplo de cálculo para vehículo clase 1.

$$ESALs = \sum_{i=1}^m (LEF/VEHIC. TIPO * TPDA * DD * DI * 365)$$

$$ESALs = (0,0006160507 * 313 * 0,5 * 1 * 365) = 35,19$$

Cuadro 24. Numero de ejes equivalentes para pavimento flexible.

TIPO DE PAVIMENTO					FLEXIBLE
AÑO BASE					2019
PERIODO DE DISEÑO EN AÑOS (n)					15
No. DE CARRILES POR SENTIDO DEL TRANSITO					1
% DE TRANSITO EN LA DIRECCIÓN DE DISEÑO (DD)					50
% DE TRANSITO EN EL CARRIL DE DISEÑO (LD)					100
ESALs PARA PERIODO DE DISEÑO					184.566,80
CLASE DE VEHICULO	TPDA para 15 años	DD	LD	LEF	ESALS/VEHÍC.
1	313	50	100	0,000616051	35,19
2	209	50	100	0,003882203	148,08
3	234	50	100	0,003882203	165,79
MB	34	50	100	0,051346883	318,61
C2m	201	50	100	4,264767588	156.442,34
C2	32	50	100	4,70150647	27.456,80
12	304	50	100	0	0,00

Fuente: Elaboración propia.

El ESAL's para pavimento flexible se tiene:

$$ESAL`s = 184.566,80$$

3.4.4.2.2 Periodo de diseño

El periodo de diseño del pavimento se tomó para una proyección de 15 años para pavimento flexible con concreto asfáltico (CA) tiempo de vida útil que se tomará para la carretera de proyecto según la tabla 22 periodo de diseño.

3.4.4.2.3 Índice de serviciabilidad inicial (P_o)

AASHTO estableció valores que se recomiendan dependiendo del tipo de pavimento, son los siguientes:

$P_o = 4,5$ para pavimentos rígidos

$P_o = 4,2$ para pavimentos flexibles.

3.4.4.2.4 Índice de serviciabilidad final (P_t)

$P_t = 2,5$ o más para caminos muy importantes.

$P_t = 2,0$ para caminos de tránsito menor.

Para el proyecto se toma un **$P_t = 2,0$** .

3.4.4.2.5 Pérdida índice serviciabilidad

Por tanto:

$$\Delta PSI = P_o - P_t$$

Donde:

ΔPSI = Diferencia entre los índices de servicio inicial y el final deseado

p_o = Índice de servicio inicial

$$\Delta PSI = P_o - P_t = 4,2 - 2,0$$

$$\Delta PSI = 2,2$$

3.4.4.2.6 Confiabilidad

La norma AASHTO recomienda distintos niveles de confiabilidad en base a la clasificación funcional de las vías tal como se muestra en la tabla 26.

En nuestro caso se tomará una confiabilidad del **75%** y según tabla 27 una desviación estándar correspondiente de $Z_r = -0,674$.

3.4.4.2.7 Error Standard (So)

Es un variable que refleja la incertidumbre de los parámetros de diseño adoptado, principalmente con relación a la proyección de tráfico y a la estimación del desempeño de la vía (índice de serviciabilidad).

para nuestro caso se tomará:

$$So = 0,45.$$

3.4.4.2.8 Coeficiente de drenaje

De acuerdo a la guía de diseño de 1993 (*DESIGN OF PAVEMENT STRUCTURES AASHTO 93*), el efecto de la humedad y el drenaje es directamente considerado en términos de su incidencia en la resistencia de las capas sub rasante, sub base y base del pavimento, mediante la inclusión de coeficientes que modifican el aporte estructural de cada capa. Las tablas 28 y 29 dan referencias del drenaje en función del tiempo y porcentaje de saturación para elegir el coeficiente de drenaje.

Los coeficientes de drenaje sólo son aplicables a las capas base y sub-base no tratadas. El posible efecto del drenaje en la superficie de una pista de concreto asfáltico y en cualquier otra capa estabilizada no se considera, es decir que se adopta un valor $m_i = 1$.

Para nuestro proyecto se tomará un **coeficiente de drenaje igual a $m=1$** para toda la estructura.

3.4.4.2.9 Caracterización de los materiales que conformarán las distintas capas

Base granular

Considerando una base conformada con agregados estabilizados granulométricamente, cuyo CBR es de:

CBR = 80 % al 100 % de la densidad máxima de compactación.

Subbase granular

La capa subbase también debe ser de material granular estabilizada granulométricamente o también dosificada con otros materiales, se tiene:

CBR = 40 % al 97 % de la densidad máxima de compactación.

Subrasante

En el presente proyecto el CBR de diseño se tomará el valor correspondiente al grado de compactación del 95% de la densidad máxima (AASHTO T-180), porcentaje que es estandarizado en obras viales, de acuerdo a las características de los suelos del estudio geotécnico se obtuvo un CBR=10% como valor más bajo y un CBR=22% como valor más alto.

Para el cálculo del pavimento se diseñará con un **CBR=10%**

3.4.4.2.10 Determinación del Numero Estructural (SN) para pavimentos flexibles

El CBR de la subrasante para estas progresivas es de:

CBR = 10 % al 95 % de la densidad máxima de compactación.

Módulo resiliente de acuerdo a AASHTO 93

Expresión general en la “Guía AASHTO 2002”:

$$M_R(\text{psi}) = 2555 \times CBR^{0,64}$$

$$M_R(\text{psi}) = 2555 \times CBR^{0,64} = 2555 * 10^{0,64}$$

$$M_R(\text{psi}) = 11.153,00$$

El método de diseño de la AASHTO para la determinación del número estructural requerido se lo realiza con la siguiente fórmula de diseño:

$$\log W_{18} = Z_R S_o + 9,36 \log(SN + 1) - 0,20 + \frac{\log(\Delta PSI)}{40 + \frac{4,2 - 1,5}{1094}} + 2,32 \log M_R - 8,07$$

Con ayuda de Excel se programó la ecuación de AASHTO para el cálculo de la estructura del pavimento.

3.4.4.2.11 Coeficientes estructurales

Los valores de los coeficientes estructurales utilizados para el diseño de los espesores de capas del pavimento fueron tomados considerando los materiales disponibles para el proyecto que fueron analizados, siendo estos los siguientes:

Cuadro 25. Coeficientes estructurales pavimento flexible.

Capa	Coefficiente
Asfalto	0,43
Base granular	0,13
Subbase granular	0,12

Fuente: Elaboración propia.

En la tabla 31, se muestran los espesores mínimos para carpetas asfálticas y bases granulares, sugeridos en función del tránsito, por el método AASHTO-93.

Tabla 31. Espesores mínimos, en pulgadas, en función de los ejes equivalentes.

Tránsito (ESAL's) en ejes equivalentes	Carpetas de concreto asfáltico (plg)	Bases granulares (plg)
Menos de 50.000	1,0 ó T.S.	4,0
50.001 – 150.000	2,0	4,0
150.001 – 500.000	2,5	4,0
500.001 – 2.000.000	3,0	6,0
2.000.001 – 7.000.000	3,5	6,0
Mayor de 7.000.000	4,0	6,0

T.S. = Tratamiento superficial

Fuente: AASHTO, Guide for Design of Pavement Structures 1993.

De acuerdo a nuestro tránsito (ESAL`s) los espesores mínimos que debe tener la estructura son:

Carpetas de concreto asfáltico = 2,5 Pulg.

Base granular = 4 pulg

Cuadro 26. Número estructural y espesor de capas.

DISEÑO DE PAVIMENTO FLEXIBLE
Diseño de espesores de Pavimento de acuerdo a:
1993 AASHTO Guide for Design of Pavements Structures

Diseño de pavimento flexible		Módulo resiliente (psi)	
Número estructural	2,010	Serviciabilidad inicial	11.153,0
Design ESALs	184.566,80	Serviciabilidad final	4,20
Confiability	75%		2,00
Desviación estándar	-0,674		

Diseño de espesores de pavimento

Capa de material	Coefficiente de capa (a)	Coefficiente de drenaje (m)	Espesor (pulg)	Numero estructural de capa (SN)	Espesor (cm)	Numero estructural de capa (SN)
Asfalto	0,43	1	2,0	0,86	5,0	2,15
Base Granular	0,13	1	4,0	0,52	10,0	1,30
Sub Base Granular	0,12	1	5,5	0,66	14,0	1,68
				2,04		5,13

Fuente: Elaboración propia.

Verificación de espesores de capas

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

$$0,860 + 0,520 + 0,660 \geq 2,010$$

$$2,040 \geq 2,010 \text{ CUMPLE}$$

3.4.4.2.12 Resumen de espesores de la estructura del pavimento

Cuadro 27. Espesores de la estructura del pavimento.

Progresiva	Espesores estructurales del pavimento		
	Carpeta asfáltica (cm)	Capa base (cm)	Capa subbase (cm)
0+000 a 6+051	6,0	10,0	14,0

Fuente: Elaboración propia.

3.4.4.3 Alternativa 2 pavimento con tratamiento superficial doble

Los procedimientos involucrados en el actual método de diseño, está basado en la ecuación original de la AASHTO. El diseño está basado primordialmente en identificar o encontrar un “número estructural SN” para el tratamiento superficial doble, que pueda soportar el nivel de carga solicitado.

3.4.4.3.1 Análisis de tránsito

Cálculo de factor equivalente de carga (LEF)

El factor equivalente de carga LEF es un valor numérico que expresa la relación entre la pérdida de serviciabilidad ocasionada por una determinada carga de un tipo de eje y la producida por el eje patrón de 18 kips.

$$LEF = \frac{W_{18}}{W_X}$$

Donde:

W_{18} = N° de ESALs de 80 KN que producen pérdida de serviciabilidad.

W_X = N° de ejes X KN que producen la misma pérdida de serviciabilidad.

Cálculo de factor equivalente de carga (LEF) para cada tipo de eje en pavimento flexible

$$\frac{W_X}{W_{18}} = \left(\frac{L_{18} + L_{2S}}{L_X + L_{2X}} \right)^{4,79} * \left(\frac{10^{G/\beta_X}}{10^{G/\beta_{18}}} \right) (L_{2X})^{4,33}$$

$$G = \log\left(\frac{4,2 - p_t}{4,2 - 1,5}\right)$$

$$\beta_X = 0,40 + \frac{0,08 * (L_X + L_{2X})^{3,23}}{(SN + 1)^{5,19} * L_{2X}^{3,23}}$$

$$\beta_{18} = 0,40 + \frac{0,081 * (L_{18} + L_{2S})^{3,23}}{(SN + 1)^{5,19} * L_{2S}^{3,23}}$$

Donde:

LX: Peso del eje en kips (kilo libras).

L18: 18 kips/eje.

L2X: Código para la configuración del eje.

L2X = 1 Eje Simple

L2X = 2 Eje tándem

L2X = 3 Eje triple

L2S= 1.

β_X : factor que depende del tipo y código del eje, y del número estructura SN o espesor de la losa según se trate de pavimento flexible o rígido respectivamente.

β_{18} : valor de β para el eje equivalente.

SN: Número Estructural (Structural Number), en pulgadas.

pt: Índice de Serviciabilidad Final.

Considerando que los volúmenes vehiculares en el DISEÑO DE INGENIERÍA MEJORAMIENTO DE CAMINO TRAMO SELLA MENDEZ - CARACHIMAYO no son precisamente altos, en el cálculo se consideraron:

Número estructural SN igual a 2,0 (pulg) y una serviciabilidad de $p_t = 2,0$.

Ejemplo de cálculo para eje simple.

$$G = \log\left(\frac{4,2 - p_t}{4,2 - 1,5}\right) = \log\left(\frac{4,2 - 2}{4,2 - 1,5}\right) = -0,08894108$$

$$\beta_X = 0,40 + \frac{0,081 * (L_X + L_{2X})^{3,23}}{(SN + 1)^{5,19} * L_{2X}^{3,23}} = 0,40 + \frac{0,081 * (2,2 + 1)^{3,23}}{(2 + 1)^{5,19} * 1^{3,23}} = 0,411584042$$

$$\frac{G}{\beta_X} = -0,216094586$$

$$\beta_{18} = 0,40 + \frac{0,081 * (L_{18} + L_{2S})^{3,23}}{(SN + 1)^{5,19} * L_{2S}^{3,23}} = 0,40 + \frac{0,081 * (18 + 1)^{3,23}}{(2 + 1)^{5,19} * 1^{3,23}} = 4,052580851$$

$$\frac{G}{\beta_{18}} = -0,021946776$$

$$\frac{W_X}{W_{18}} = \left(\frac{L_{18} + L_{2S}}{L_X + L_{2X}}\right)^{4,79} * \left(\frac{10^{G/\beta_X}}{10^{G/\beta_{18}}}\right) (L_{2X})^{4,33} = \left(\frac{18 + 1}{2,2 + 1}\right)^{4,79} * \left(\frac{10^{-0,216094586}}{10^{-0,021946776}}\right) (1)^{4,33}$$

$$\frac{W_X}{W_{18}} = 3246,486057$$

$$LEF \text{ EJE} = \frac{1}{\frac{W_X}{W_{18}}} = \frac{1}{3246,486057} = 0,00030803$$

El cálculo para los diferentes ejes de los vehículos del camino se muestra en el cuadro a continuación

Cuadro 28. Factor equivalente de carga para cada tipo de eje.

Cálculo de factor equivalente de carga (LEF) para cada tipo de eje en tratamiento superficial doble													
Datos						Cálculos							
Lx/ton	Lx/kips	L18	L2x	L2s	Pt	SN	G	Bx	G/Bx	B18	G/B18	Wx/W18	LEF
1	2,2	18	1	1	2	2	-0,0889411	0,411584042	-0,21609459	4,052580851	-0,02194678	3246,486057	0,000308025
2	4,4	18	1	1	2	2	-0,0889411	0,462785239	-0,19218652	4,052580851	-0,02194678	279,7846588	0,003574177
4	8,8	18	1	1	2	2	-0,0889411	0,830413546	-0,10710457	4,052580851	-0,02194678	19,59291502	0,051038858
7	15,4	18	1	1	2	2	-0,0889411	2,670760526	-0,03330178	4,052580851	-0,02194678	1,971390733	0,507256113
11	24,2	18	1	1	2	2	-0,0889411	9,493884911	-0,00936825	4,052580851	-0,02194678	0,266133585	3,757511475
18	39,6	18	2	1	2	2	-0,0889411	5,292944378	-0,01680371	4,052580851	-0,02194678	0,476843257	2,097125179

Fuente: Elaboración propia.

Cálculo de factor equivalente de carga para cada tipo de vehículo.

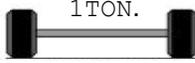
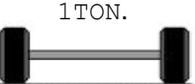
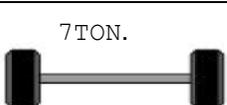
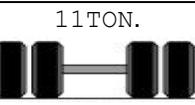
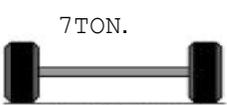
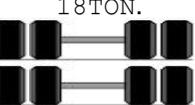
Ejemplo de cálculo para clase vehículo 1.

$$\text{LEF VEHIC PAV. FLEXIBLE} = \text{LEF EJE DELANTERO} + \text{LEF EJE TRASERO}$$

$$\text{LEF VEHIC PAV. FLEXIBLE} = 0,000308025 + 0,000308025 = 0,0006160507$$

Los cálculos para las diferentes clases de vehículos se muestran en el siguiente cuadro a continuación.

Cuadro 29. Factor equivalente de carga para cada clase de vehículo.

LEF para cada clase de vehículo en tratamiento superficial doble			
Clase de vehículo	Eje delantero	Eje trasero	LEF VEHIC PAV. bicapa
1. Automóviles, jeep y vagonetas			0,0006160507
2. Camionetas (Hasta 2 Ton.)			0,0038822027
3. Minibuses (Hasta 13 Pasajeros)			0,0038822027
MB. Microbuses (2 Ejes)			0,0513468830
C2m. Camión mediano (Hasta 6 Ton.)			4,2647675879
C2. Camión grande (2 Ejes.)			4,7015064699
12. Otros vehículos			0,0000000000

Fuente: Elaboración propia.

Cálculo del número de ejes equivalentes para tratamiento superficial doble (ESAL's)

Se calcula para el carril de diseño utilizando la siguiente ecuación:

$$\text{ESALs} = \sum_{i=1}^m (\text{LEF} * \text{TPDA} * \text{DD} * \text{DI} * 365)$$

Donde:

LEF = Factor equivalente de carga por vehículo.

TPDA = Tráfico promedio diario anual.

FC = Factor de crecimiento para un período de diseño en años.

DD = Distribución direccional.

DI = Distribución por carril.

Ejemplo de cálculo para vehículo clase 1.

$$ESALs = \sum_{i=1}^m (LEF/VEHIC. TIPO * TPDA * DD * DI * 365)$$

$$ESALs = (0,0006160507 * 313 * 0,5 * 1 * 365) = 35,19$$

Cuadro 30. Numero de ejes equivalentes para tratamiento superficial doble.

TIPO DE PAVIMENTO					Trat. bicapa
AÑO BASE					2019
PERIODO DE DISEÑO EN AÑOS (n)					15
No. DE CARRILES POR SENTIDO DEL TRANSITO					1
% DE TRANSITO EN LA DIRECCIÓN DE DISEÑO (DD)					50
% DE TRANSITO EN EL CARRIL DE DISEÑO (LD)					100
ESALs PARA PERIODO DE DISEÑO					184.566,80
CLASE DE VEHICULO	TPDA para 15 años	DD	LD	LEF	ESALS/VEHÍC.
1	313	50	100	0,000616051	35,19
2	209	50	100	0,003882203	148,08
3	234	50	100	0,003882203	165,79
MB	34	50	100	0,051346883	318,61
C2m	201	50	100	4,264767588	156.442,34
C2	32	50	100	4,70150647	27.456,80
12	304	50	100	0	0,00

Fuente: Elaboración propia.

El ESAL's para pavimento flexible se tiene:

$$ESAL`s = 184.566,80$$

3.4.4.3.2 Periodo de diseño

El periodo de diseño del pavimento se tomó para una proyección de 10 años para pavimento con tratamiento superficial doble.

3.4.4.3.3 Índice de serviciabilidad inicial (P_o)

AASHTO estableció valores que se recomiendan dependiendo del tipo de pavimento, son los siguientes:

$P_o = 4,5$ para pavimentos rígidos

$P_o = 4,2$ para pavimentos flexibles.

3.4.4.3.4 Índice de serviciabilidad final (P_t)

$P_t = 2,5$ o más para caminos muy importantes.

$P_t = 2,0$ para caminos de tránsito menor.

Para el proyecto se toma un **$P_t = 2,0$** .

3.4.4.3.5 Perdida índice serviciabilidad

Por tanto:

$$\Delta PSI = P_o - P_t$$

Donde:

ΔPSI = Diferencia entre los índices de servicio inicial y el final deseado

p_o = Índice de servicio inicial

$$\Delta PSI = P_o - P_t = 4,2 - 2,0$$

$$\Delta PSI = 2,2$$

3.4.4.3.6 Confiabilidad

La norma AASHTO recomienda distintos niveles de confiabilidad en base a la clasificación funcional de las vías tal como se muestra en la tabla 26.

En nuestro caso se tomará una confiabilidad del **75%** y según tabla 27 una desviación estándar correspondiente de **$Z_r = -0,674$** .

3.4.4.3.7 Error Standard (So)

Es un variable que refleja la incertidumbre de los parámetros de diseño adoptado, principalmente con relación a la proyección de tráfico y a la estimación del desempeño de la vía (índice de serviciabilidad).

para nuestro caso se tomará:

$$So = 0,45.$$

3.4.4.3.8 Coeficiente de drenaje

Para nuestro proyecto se tomará un **coeficiente de drenaje igual a $m=1$** para toda la estructura.

3.4.4.3.9 Caracterización de los materiales que conformarán las distintas capas

Base granular

Considerando una base conformada con agregados estabilizados granulométricamente, cuyo CBR es de:

CBR = 80 % al 100 % de la densidad máxima de compactación.

Subbase granular

La capa subbase también debe ser de material granular estabilizada granulométricamente o también dosificada con otros materiales, se tiene:

CBR = 40 % al 97 % de la densidad máxima de compactación.

Subrasante

En el presente proyecto el CBR de diseño se tomará el valor correspondiente al grado de compactación del 95% de la densidad máxima (AASHTO T-180), porcentaje que es estandarizado en obras viales, de acuerdo a las características de los suelos del estudio geotécnico se obtuvo un CBR=10% como valor más bajo y un CBR=22% como valor más alto.

Para el cálculo del pavimento se diseñará con un **CBR=10%**

3.4.4.3.10 Determinación del número estructural (SN) para tratamiento superficial doble

El CBR de la subrasante para el diseño es de:

CBR = 10 % al 95 % de la densidad máxima de compactación.

Módulo resiliente de acuerdo a AASHTO 93

Expresión general en la “Guía AASHTO 2002”:

$$M_R(\text{psi}) = 2555 \times CBR^{0,64}$$

$$M_R(\text{psi}) = 2555 \times CBR^{0,64} = 2555 * 10^{0,64}$$

$$M_R(\text{psi}) = 11.153,00$$

El método de diseño de la AASHTO para la determinación del número estructural requerido se lo realiza con la siguiente fórmula de diseño:

$$\log W_{18} = Z_R S_o + 9,36 \log(SN + 1) - 0,20 + \frac{\log(\Delta PSI)}{4,2 - 1,5} + 2,32 \log M_R - 8,07$$

$$40 + \frac{1094}{(SN + 1)^{5,19}}$$

3.4.4.3.11 Coeficientes estructurales

Cuadro 31. Coeficientes estructurales tratamiento doble.

Capa	Coefficiente
Tratamiento superficial doble	0,08
Base granular	0,13
Subbase granular	0,12

Fuente: Elaboración propia.

En la tabla 31, se muestran los espesores mínimos para carpetas asfálticas y bases granulares, sugeridos en función del tránsito, por el método AASHTO-93.

De acuerdo a nuestro tránsito (ESAL`s) los espesores mínimos que debe tener la estructura son:

Carpetas con tratamiento superficial = 1,0 Pulg.

Base granular = 4,0 pulg.

Cuadro 32. Numero estructural y espesor de capas para tratamiento superficial doble.

DISEÑO DE PAVIMENTO TRATAMIENTO SUPERFICIAL DOBLE
Diseño de espesores de Pavimento de acuerdo a:

1993 AASHTO Guide for Design of Pavements Structures

Diseño de Pavimento con tratamiento superficial doble

Número Estructural	2,010	Módulo Resiliente (Psi)	11.153
Design ESALs	184.566,80	Serviciabilidad Inicial	4,20
Confiability	75%	Serviciabilidad Final	2,00
Desviación Estándar	-0,674		

Diseño de Espesores de Pavimento

CAPA DE MATERIAL	Coefficiente de Capa (a)	Coefficiente de Drenaje (m)	ESPESOR (Pulg)	Numero Estructural de Capa (SN)	ESPESOR (cm)	Numero Estructural de Capa (SN)
Doble Tratamiento	0,08	1	1	0,08	2,5	0,200
Base Granular	0,13	1	6	0,78	15	1,950
Sub Base Granular	0,12	1	10	1,20	25	3,000
				2,060		5,15

Fuente: Elaboración propia.

Verificación de espesores de capas

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

$$0,08 + 0,78 + 1,20 \geq 2,010$$

$$2,060 \geq 2,010 \text{ CUMPLE}$$

3.4.4.3.12 Resumen de espesores de la estructura con tratamiento superficial doble

Cuadro 33. Espesores de la estructura del pavimento bicapa.

Progresiva	Espesores estructurales del pavimento bicapa		
	Tratamiento doble (cm)	Capa base (cm)	Capa subbase (cm)
0+000 a 6+051	2,5	15	25

Fuente: Elaboración propia.

3.4.5 Análisis de alternativas de diseño estructural del pavimento

Para obtener la mejor alternativa económica de la estructura del pavimento para el mejoramiento del camino tramo Sella Méndez - Carachimayo se hará un análisis del presupuesto de la alternativa 1 (pavimento flexible con concreto asfáltico) con la alternativa 2 (tratamiento superficial doble).

Cuadro 34. Presupuesto para tratamiento superficial doble

PRESUPUESTO GENERAL TRATAMIENTO SUPERFICIAL DOBLE					
N ^o	Descripción	Unid.	Cantidad	Precio Unit.	Total (Bs)
1	INSTALACIÓN DE FAENAS	glb	1,00	106.975,70	106.975,70
2	MOVILIZACIÓN Y DESMOVILIZACIÓN	glb	1,00	72.629,80	72.629,80
3	PROVISIÓN Y COLOCADO DE LETRERO EN OBRA	pza	1,00	2.642,48	2.642,48
4	REPLANTEO Y TRAZADO DE OBRAS	km	6,05	1.984,26	12.004,77
5	LIMPIEZA DE TERRENO Y DESHIERBE	ha	8,50	1.981,34	16.841,39
6	EXCAVACIÓN SUELO SEMI DURO (CORTE)	m ³	50.483,92	48,53	2.449.984,64
7	CONFORMACIÓN DE TERRAPLÉN	m ³	31.172,91	45,99	1.433.642,13
8	SOBREACARREO DE MATERIAL EXCEDENTE	m ³	19.311,01	6,16	118.955,82
9	PROVISIÓN Y COLOCADO CAPA SUB BASE	m ³	12.819,82	176,49	2.262.570,03
10	PROVISIÓN Y COLOCADO CAPA BASE	m ³	6.945,02	207,67	1.442.272,30
11	IMPRIMACIÓN BITUMINOSA	m ²	44.434,20	15,28	678.954,58
12	TRATAMIENTO SUPERFICIAL DOBLE	m ²	38.383,20	33,32	1.278.928,22
13	REPLANTEO CONTROL OBRAS DE DRENAJE	m ²	1.006,50	3,11	3.130,21
14	EXCAVACIÓN C/MAQUINARIA P/OBRAS DE ARTE	m ³	287,70	25,76	7.411,15
15	H°C° P/ALCANT. CÁMARA COLECTORA	m ³	39,20	1.215,48	47.646,82
16	CAMA DE ARENA PARA ALCANTARILLA	m ³	192,70	290,11	55.904,20
17	PROVISIÓN Y COLOCADO DE TUBOS ARMCO	m	198,00	1.681,21	332.879,58
18	RELLENO Y COMPACTADO DE ALCANTARILLA	m ³	455,10	26,97	12.274,05
19	H°C° P/CABEZALES Y ALEROS DE ALCANTARILLAS	m ³	289,34	1.215,48	351.686,98
20	CUNETAS DE HORMIGÓN SIMPLE DOS. (1:2:3)	m ³	1.209,53	1.025,53	1.240.409,30
21	DEMARCACIÓN DEL PAVIMENTO HORIZONTAL	m	18.153,00	9,25	167.915,25
22	SEÑALIZACIÓN REFLECTIVA AMBOS SENTIDOS (ojos de gato)	pza	1.818,00	87,80	159.620,40
23	SEÑALIZACIÓN VERTICAL PREVENTIVA	pza	38,00	1.214,88	46.165,44
24	LIMPIEZA GENERAL	glb	1,00	4.869,05	4.869,05
Total, presupuesto:					12.306.314,29

Son: Doce Millones Trescientos Seis Mil Trescientos Catorce con 29/100 bolivianos

Fuente: Elaboración propia.

Cuadro 35. Presupuesto para pavimento flexible CA

PRESUPUESTO GENERAL PAVIMENTO FLEXIBLE CON CONCRETO ASFALTICO					
N°	Descripción	Und.	Cantidad	Precio Unit.	Total (Bs)
1	INSTALACIÓN DE FAENAS	glb	1,00	106.975,70	106.975,70
2	MOVILIZACIÓN Y DESMOVILIZACIÓN	glb	1,00	72.629,80	72.629,80
3	PROVISIÓN Y COLOCADO DE LETRERO EN OBRA	pza	1,00	2.642,48	2.642,48
4	REPLANTEO Y TRAZADO DE OBRAS	km	6,05	1.984,26	12.004,77
5	LIMPIEZA DE TERRENO Y DESHIERBE	ha	8,50	1.981,33	16.841,31
6	EXCAVACIÓN SUELO SEMI DURO (CORTE)	m ³	50.483,92	48,53	2.449.984,64
7	CONFORMACIÓN DE TERRAPLÉN	m ³	31.172,91	45,99	1.433.642,13
8	SOBREACARREO DE MATERIAL EXCEDENTE	m ³	19.311,01	6,16	118.955,82
9	PROVISIÓN Y COLOCADO CAPA SUB BASE	m ³	6.813,16	176,49	1.202.454,61
10	PROVISIÓN Y COLOCADO CAPA BASE	m ³	4.567,77	207,67	948.588,80
11	IMPRIMACIÓN BITUMINOSA	m ²	44.434,20	15,28	678.954,58
12	CARPETA DE CONCRETO ASFALTICO	m ³	1.919,16	2.005,74	3.849.335,98
13	REPLANTEO CONTROL OBRAS DE DRENAJE	m ²	1.006,50	3,11	3.130,21
14	EXCAVACIÓN C/MAQUINARIA P/OBRAS DE ARTE	m ³	287,70	25,76	7.411,15
15	H°C° P/ALCANT. CÁMARA COLECTORA	m ³	39,20	1.215,48	47.646,82
16	CAMA DE ARENA PARA ALCANTARILLA	m ³	192,70	290,11	55.904,20
17	PROVISIÓN Y COLOCADO DE TUBOS ARMCO	m	198,00	1.681,21	332.879,58
18	RELLENO Y COMPACTADO DE ALCANTARILLA	m ³	455,10	26,97	12.274,05
19	H°C° P/ CABEZALES Y ALEROS DE ALCANTARILLAS	m ³	289,34	1.215,48	351.686,98
20	CUNETAS DE HORMIGÓN SIMPLE DOS. (1:2:3)	m ³	1.209,53	1.025,53	1.240.409,30
21	DEMARCACIÓN DEL PAVIMENTO HORIZONTAL	m	18.153,00	9,25	167.915,25
22	SEÑALIZACIÓN REFLECTIVA AMBOS SENTIDOS (ojos de gato)	pza	1.818,00	87,80	159.620,40
23	SEÑALIZACIÓN VERTICAL PREVENTIVA	pza	38,00	1.214,88	46.165,44
24	LIMPIEZA GENERAL	glb	1,00	4.869,05	4.869,05
Total, presupuesto:					13.322.923,05

Son: Trece Millones Trescientos Veintidós Mil Novecientos Veintitrés con 05/100 bolivianos

Fuente: Elaboración propia

Haciendo una comparación del presupuesto total del tratamiento superficial doble con el pavimento flexible resulta más económico para el camino la construcción de un pavimento

con tratamiento doble, quedando como resultado los siguientes espesores de la estructura del pavimento:

Capa de rodadura = 2,5 cm TSD

Capa base = 15 cm

Capa subbase = 25 cm

3.4.6 Diseño hidráulico de las estructuras de drenaje en carreteras

El objetivo final de determinación de los requerimientos hidráulicos para cualquier estructura de drenaje en carreteras, es proveer un tamaño adecuado de la estructura que maneja al escurrimiento directo esperado en forma económica y eficiente. También deben cumplirse ciertos requerimientos hidráulicos para evitar la erosión y la sedimentación o ambos en el sistema.

3.4.6.1 Diseño hidráulico de alcantarilla

Alcantarilla de cruce

Para el diseño hidráulico de las alcantarillas de cruce se realizó con la extensión de AutoCAD civil 3d, Hydraflow Express Extensión es capaz de modelar alcantarillas de varias pendientes, longitudes, tamaños, materiales y formas, incluyendo circular, caja, elíptica y arco. También se ocupa de una multitud de configuraciones de entrada. El propósito de esta aplicación es calcular capacidades, tablas de clasificación y perfiles hidráulicos, incluyendo una serie de propiedades hidráulicas para alcantarillas de tipo carretera.

Para fines de diseño, Hydraflow Express Extensión utiliza sofisticados métodos basados en la energía para calcular la línea de grado hidráulico (HGL). Puede manejar el control de la entrada y el control de la salida en cualquier régimen de flujo desde la profundidad parcial, la profundidad completa, sobrecargado, la superación de la carretera, así como perfiles de flujo supercrítico con salto hidráulico.

Desacuerdo a la teoría anterior se procede a introducir los datos especificados tanto de Civil 3D como el caudal máximo calculado anteriormente en la sección de hidrología.

Cálculo de diámetro de la alcantarilla para la cuenca N° 1

Datos:

$Q = 2,366 \text{ m}^3/\text{s}$

$n = 0.024$

$S = 0,07 \text{ (m/m)}$

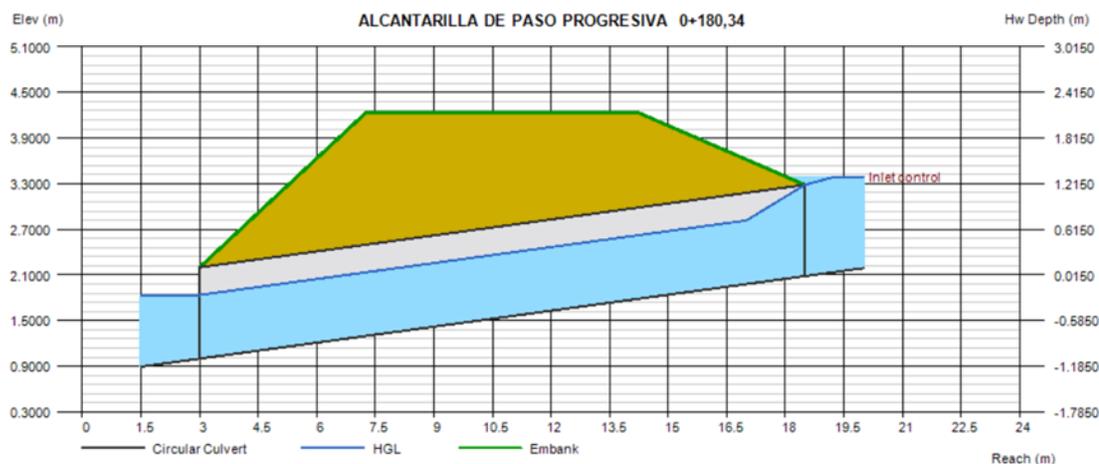
Imagen 5. Datos a ser analizados con hydraflow.

Section	Item	Input
Pipe	Inv Elev Dn =	1.0000
	Length (m) =	15.5000
	Slope (%) =	7.0000
	Inv Elev Up =	2.0850
	Rise (mm) =	1200.0
	Shape =	Circular
	Span (mm) =	1200.0
	No. Barrels =	1
	n-value =	0.024
	Culvert Type =	Circular Corrugate Metal Pipe
	Culvert Entrance =	Headwall
Embank	Top Elev =	4.2300
	Top Width (m) =	7.0000
	Crest Len (m) =	2.7000
Calcs	Q Min (cms) =	0.0000
	Q Max (cms) =	2.3660
	Q Incr (cms) =	0.3300
	Tailwater (m) =	Critical
Clear		Run

Fuente: elaboración propia, AutoCAD civil 3D

Una vez dado los datos anteriores se procede a correr el programa y se puede ver la influencia del flujo cuando trabaja a distintos rangos de caudal hasta llegar al máximo.

Imagen 6. Caudal máximo en la alcantarilla.



Fuente: Elaboración propia, AutoCAD civil 3D.

Cuadro 36. Verificación de velocidades de flujo en la alcantarilla

Q			Veloc		Depth		HGL			
Total	Pipe	Over	Dn	Up	Dn	Up	Dn	Up	Hw	Hw/D
(m ³ /s)	(m ³ /s)	(m ³ /s)	(m/s)	(m/s)	(mm)	(mm)	(m)	(m)	(m)	
0,1	0,1	0	1,8883	1,058	111,6728	165,9297	1,1117	2,2509	2,3366	0,2096
0,5	0,5	0	2,9951	1,6404	246,1268	377,5647	1,2461	2,4626	2,5628	0,3982
1	1	0	3,6523	2,0205	349,4429	541,1088	1,3494	2,6261	2,8123	0,6061
1,1	1,1	0	3,7687	2,0825	365,9085	568,9257	1,3659	2,6539	2,8573	0,6436
1,2	1,2	0	3,8271	2,1434	385,3837	595,3099	1,3854	2,6803	2,9015	0,6804
1,3	1,3	0	3,9086	2,2017	402,2868	620,804	1,4023	2,7058	2,9449	0,7166
1,4	1,4	0	3,9767	2,2585	419,3679	645,3629	1,4194	2,7304	2,9878	0,7523
1,5	1,5	0	4,0336	2,3134	436,6114	669,2498	1,4366	2,7543	3,0302	0,7877
1,6	1,6	0	4,1168	2,3682	451,0941	692,1368	1,4511	2,7771	3,0724	0,8229
1,7	1,7	0	2,4223	2,4223	714,2983	714,2983	1,7143	2,7993	3,1144	0,8578
1,8	1,8	0	2,4749	2,4749	736,0071	736,0071	1,736	2,821	3,1563	0,8927
1,9	1,9	0	2,5277	2,5277	756,9506	756,9506	1,757	2,842	3,1981	0,9276
2	2	0	2,5799	2,5799	777,4043	777,4043	1,7774	2,8624	3,2399	0,9624
2,1	2,1	0	2,6327	2,6327	797,0679	797,0679	1,7971	2,8821	3,2818	0,9974
2,2	2,2	0	2,6845	2,6845	816,4969	816,4969	1,8165	2,9015	3,3239	1,0324
2,3	2,3	0	2,7373	2,7373	835,1165	835,1165	1,8351	2,9201	3,3852	1,0835

Fuente: Elaboración propia

El cálculo de los diámetros para las demás cuencas dentro del tramo en estudio se muestra en el anexo 4 hidrología e hidráulica

Cuadro 37. Diámetros de alcantarillas de cruce.

N°	Progresiva	Tipo de obra	Longitud (m)	Diámetro (m)
1	0+ 180,34	Metal corrugado simple	15.5	1.2
2	1+169,79	Metal corrugado doble	18	1,7
3	3+720.80	Metal corrugado simple	14	2
4	5+287.50	Cajón H°A° (2 x 2 m)	18	

Fuente: Elaboración Propia.

Alcantarillas de alivio

Para el diseño de la alcantarilla de alivio se realizará con la ecuación de continuidad y la fórmula de Manning.

$$Q = \frac{1}{n} AR^{\frac{2}{3}} S^{\frac{1}{2}} \left(\frac{m^3}{s} \right)$$

Donde:

Q = Caudal (m³/s)

A = Área mojada (m²)

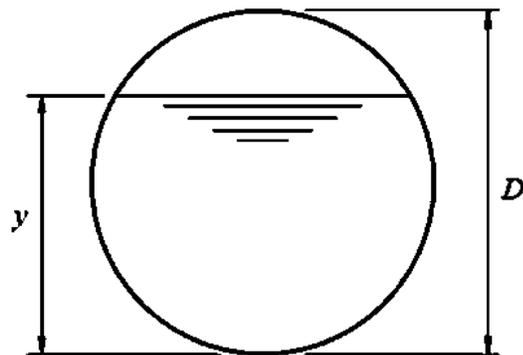
R = Radio hidráulica (m)

S = Pendiente (m/m)

n = Coeficiente de rugosidad de Manning

Para realizar los cálculos de A, P y R, en conductos circulares parcialmente llenos, conocida la relación entre el tirante y el diámetro del conducto, (es decir y/D), se utilizará la siguiente tabla.

Tabla 33. Propiedades hidráulicas de conductos circulares.



- y Tirante
 D Diámetro
 A Area
 P Perímetro mojado
 R Radio hidráulico

$\frac{y}{D}$	$\frac{A}{D^2}$	$\frac{P}{D}$	$\frac{R}{D}$	$\frac{y}{D}$	$\frac{A}{D^2}$	$\frac{P}{D}$	$\frac{R}{D}$
0,01	0,0013	0,2003	0,0066	0,21	0,1199	0,9521	0,1259
0,02	0,0037	0,2838	0,0132	0,22	0,1281	0,9764	0,1312
0,03	0,0069	0,3482	0,0197	0,23	0,1365	1,0003	0,1364
0,04	0,0105	0,4027	0,0262	0,24	0,1449	1,0239	0,1416
0,05	0,0147	0,4510	0,0326	0,25	0,1535	1,0472	0,1466
0,06	0,0192	0,4949	0,0389	0,26	0,1623	1,0701	0,1516
0,07	0,0242	0,5355	0,0451	0,27	0,1711	1,0928	0,1566
0,08	0,0294	0,5735	0,0513	0,28	0,1800	1,1152	0,1614
0,09	0,0350	0,6094	0,0574	0,29	0,1890	1,1373	0,1662
0,10	0,0409	0,6435	0,0635	0,30	0,1982	1,1593	0,1709
0,11	0,0470	0,6761	0,0695	0,31	0,2074	1,1810	0,1755
0,12	0,0534	0,7075	0,0754	0,32	0,2167	1,2025	0,1801
0,13	0,0600	0,7377	0,0813	0,33	0,2260	1,2239	0,1848
0,14	0,0668	0,7670	0,0871	0,34	0,2355	1,2451	0,1891
0,15	0,0739	0,7954	0,0929	0,35	0,2450	1,2661	0,1935
0,16	0,0811	0,8230	0,0986	0,36	0,2546	1,2870	0,1978
0,17	0,0885	0,8500	0,1042	0,37	0,2642	1,3078	0,2020
0,18	0,0961	0,8763	0,1097	0,38	0,2739	1,3284	0,2061
0,19	0,1039	0,9020	0,1152	0,39	0,2836	1,3490	0,2102
0,20	0,1118	0,9273	0,1206	0,40	0,2934	1,3694	0,2142

$\frac{y}{D}$	$\frac{A}{D^2}$	$\frac{P}{D}$	$\frac{R}{D}$	$\frac{y}{D}$	$\frac{A}{D^2}$	$\frac{P}{D}$	$\frac{R}{D}$
0,41	0,3032	1,3898	0,2181	0,71	0,5964	2,0042	0,2973
0,42	0,3130	1,4101	0,2220	0,72	0,6054	2,0264	0,2984
0,43	0,3229	1,4303	0,2257	0,73	0,6143	2,0488	0,2995
0,44	0,3328	1,4505	0,2294	0,74	0,6231	2,0714	0,3006
0,45	0,3428	1,4706	0,2331	0,75	0,6318	2,0944	0,3017
0,46	0,3527	1,4907	0,2366	0,76	0,6404	2,1176	0,3025
0,47	0,3627	1,5108	0,2400	0,77	0,6489	2,1412	0,3032
0,48	0,3727	1,5308	0,2434	0,78	0,6573	2,1652	0,3037
0,49	0,3827	1,5508	0,2467	0,79	0,6655	2,1895	0,3040
0,50	0,3927	1,5708	0,2500	0,80	0,6736	2,2143	0,3042
0,51	0,4027	1,5908	0,2531	0,81	0,6815	2,2395	0,3044
0,52	0,4127	1,6108	0,2561	0,82	0,6893	2,2653	0,3043
0,53	0,4227	1,6308	0,2591	0,83	0,6969	2,2916	0,3041
0,54	0,4327	1,6509	0,2620	0,84	0,7043	2,3186	0,3038
0,55	0,4426	1,6710	0,2649	0,85	0,7115	2,3462	0,3033
0,56	0,4526	1,6911	0,2676	0,86	0,7186	2,3746	0,3026
0,57	0,4625	1,7113	0,2703	0,87	0,7254	2,4038	0,3017
0,58	0,4723	1,7315	0,2728	0,88	0,7320	2,4341	0,3008
0,59	0,4822	1,7518	0,2753	0,89	0,7384	2,4655	0,2996
0,60	0,4920	1,7722	0,2776	0,90	0,7445	2,4981	0,2980
0,61	0,5018	1,7926	0,2797	0,91	0,7504	2,5322	0,2963
0,62	0,5115	1,8132	0,2818	0,92	0,7560	2,5681	0,2944
0,63	0,5212	1,8338	0,2839	0,93	0,7614	2,6061	0,2922
0,64	0,5308	1,8546	0,2860	0,94	0,7662	2,6467	0,2896
0,65	0,5404	1,8755	0,2881	0,95	0,7707	2,6906	0,2864
0,66	0,5499	1,8965	0,2899	0,96	0,7749	2,7389	0,2830
0,67	0,5594	1,9177	0,2917	0,97	0,7785	2,7934	0,2787
0,68	0,5687	1,9391	0,2935	0,98	0,7816	2,8578	0,2735
0,69	0,5780	1,9606	0,2950	0,99	0,7841	2,9412	0,2665
0,70	0,5872	1,9823	0,2962	1,00	0,7854	3,1416	0,2500

Fuente: Hidráulica de tuberías y canales, Arturo Rocha.

La alcantarilla se diseñará con una relación $Y/D=0,75$ para lo cual de la anterior tabla para esta relación se tiene lo siguiente:

$$\frac{A}{D^2} = 0,6318 \quad \frac{P}{D} = 2,0944 \quad \frac{R}{D} = 0,3017$$

De lo cual obtenemos:

$$A = 0,6318 * D^2, P = 2,0944 * D, R = 0,3017 * D$$

Remplazamos a la ecuación de Manning y continuidad se tiene lo siguiente:

$$\frac{Q * n}{\frac{1}{S^2}} = A * R^{\frac{2}{3}} = (0,6318 * D^2) * (0,3017 * D)^{\frac{2}{3}}$$

$$\frac{Q * n}{\frac{1}{S^2}} = 0,284204 * D^{\frac{8}{3}}$$

Despejando D queda la siguiente expresión con la cual se realizará los cálculos del diámetro de la alcantarilla.

$$D = \sqrt[3]{\left(\frac{Q * n}{\frac{1}{S^2} * 0,284204}\right)^3}$$

Donde:

D = Diámetro calculado de la alcantarilla (m).

Q = Caudal de aporte de las cunetas (m^3/s).

S = Pendiente de la alcantarilla (m/m).

n = Coeficiente de rugosidad del material.

Para demostrar el proceso de cálculo se tomará como ejemplo la alcantarilla de alivio de la progresiva 1+725.

Datos:

$$Q = 0,448 \text{ m}^3/s$$

$$S = 0,02 \text{ m/m}$$

$$n = 0,024 \text{ para acero corrugado}$$

Cálculos:

$$D = \sqrt[8]{\left(\frac{Q * n}{S^{\frac{1}{2}} * 0.284204}\right)^3} = \sqrt[8]{\left(\frac{0,448 * 0,024}{0,02^{\frac{1}{2}} * 0.284204}\right)^3}$$

D = 0,61 m

Adoptando a un diámetro comercial tenemos **D = 0,8 m**

Cuadro 38. Diámetro de alcantarillas de alivio.

Nº	Progresiva	Tipo de obra	Longitud (m)	Diámetro (m)
1	0+671	Acero corrugado simple	9	0,8
2	0+755	Acero corrugado simple	9	0,8
3	1+725	Acero corrugado simple	9	0,8
4	1+907	Acero corrugado simple	15,5	0,8
5	1+984	Acero corrugado simple	9	0,8
6	2+339	Acero corrugado simple	9	0,8
7	2+510	Acero corrugado simple	9	0,8
8	3+044	Acero corrugado simple	9	0,8
9	3+180	Acero corrugado simple	9	0,8
10	4+015	Acero corrugado simple	9	0,8
11	4+569	Acero corrugado simple	9	0,8
12	4+672	Acero corrugado simple	9	0,8
13	4+772	Acero corrugado simple	9	0,8
14	4+960	Acero corrugado simple	9	0,8

Fuente: Elaboración propia.

Los cálculos de los diámetros de las diferentes alcantarillas se muestran en el anexo 4.

3.4.6.2 Diseño hidráulico de cunetas

Para el cálculo de la intensidad se realizará por la fórmula de Grunsky la cual es de la forma:

$$i_t = i_{24} \sqrt{\frac{24}{T_c}} \left(\frac{mm}{h} \right) \quad i_{24} = \frac{Pd}{24} \left(\frac{mm}{h} \right)$$

Del análisis hidrológico se tiene la precipitación máxima para un periodo de retorno de 10 años igual a:

$$Pd = 80,2 \text{ mm/h}$$

$$i_{24} = \frac{Pd}{24} = \frac{80,2}{24} = 3,34 \left(\frac{mm}{h} \right)$$

El tiempo de concentración según manual de hidrología y drenaje de la administradora boliviana de carreteras es de:

$$T_c = 10 \text{ min} = 0,167 \text{ h}$$

$$i_t = i_{24} \sqrt{\frac{24}{T_c}} = 3,34 \sqrt{\frac{24}{0,167}} = 40,04 \left(\frac{mm}{h} \right)$$

Cálculo de caudal de diseño para cunetas

Los caudales de diseño para el drenaje de plataforma, se estimarán mediante el método racional modificado

$$Q = CU \frac{CIA}{360} \quad CU = 1 + \frac{T_c^{1,25}}{T_c^{1,25} + 14}$$

$$CU = 1 + \frac{T_c^{1,25}}{T_c^{1,25} + 14} = 1 + \frac{0,167^{1,25}}{0,167^{1,25} + 14} = 2$$

$$Q = CU \frac{CIA}{360} = 2 * \frac{C * 40,04 * A}{360} = 0,2224 * C * A \left(\frac{m^3}{s} \right)$$

Donde:

Q = Caudal (m^3/s).

C = Coeficiente de escorrentía.

I = Intensidad (mm/h).

A = Área de aporte (Ha).

CU = Coeficiente de uniformidad.

El coeficiente de escorrentía se calcula con la siguiente expresión

$$C = \frac{\sum C_i A_i}{\sum A_i}$$

C = 0,83 Pavimento de concreto asfáltico

C = 0,44 Para área de aporte de talud según tablas ABC.

Capacidad hidráulica de la cuneta

La capacidad hidráulica de las cunetas triangulares asimétricas se puede calcular empleando la ecuación de Manning, expresada de la siguiente manera:

$$Q = \frac{1}{n} A R^{\frac{2}{3}} S^{\frac{1}{2}} \left(\frac{m^3}{s} \right)$$

Q = Caudal de diseño (m³/s)

A = Área total de aporte (m²)

R = Radio hidráulico (m)

S = Pendiente (m/m)

Cuneta triangular asimétrica.

$$Y_n = \sqrt[8]{\frac{2 Q n \left(2 \left(\sqrt{1 + Z_1^2} + \sqrt{1 + Z_2^2} \right) \right)^{2/3}}{S^{1/2} (Z_1 + Z_2)^{5/3}}}$$

Donde:

Y_n = Tirante normal de la cuneta.

Ejemplo de diseño hidráulico de cuneta lado derecho

Imagen 7. Área de aporte cuneta 0+584 a 0+671.



Fuente: Elaboración propia, Geo ubicación Auto Cad Civil 3D.

Datos:

Progresivo inicio = 0+548.

Progresiva final = 0+671.

Cota inicio = 2095,68 msnm

Cota final = 2092,87 msnm.

Área aporte terreno = 2,82 Ha

Ancho de carril = 3 m.

Ancho berma = 0,5 m.

C= 0,83 pavimento de concreto asphaltico.

C= 0,44 para área de aporte.

n=0.013

Z₁= 1

$$Z_2 = 2$$

Cálculos:

$$\text{Longitud (L)} = 671 - 548 = 123 \text{ m.}$$

$$\text{Desnivel (H)} = 2095,68 - 2092,87 = 2,81 \text{ m.}$$

$$\text{Pendiente (S)} = 2,81 / 123 = 0,023 \text{ (m/m).}$$

$$\text{Área carril} = (3 + 0,5) * 123 = 0,043 \text{ Ha.}$$

$$C = \frac{0,043 * 0,83 + 2,82 * 0,44}{0,043 + 2,82} = 0,45$$

$$\text{Área total} = 0,043 + 2,82 = 2,86 \text{ m}^2$$

$$Q = 0,2224 * 0,45 * 2,86 = 0,28 \frac{\text{m}^3}{\text{s}}$$

$$Y_n = \sqrt[8]{\left(\frac{2 * 0,28 * 0,013 * (2(\sqrt{1 + 1^2} + \sqrt{1 + 2^2}))^{2/3}}{0,023^2(1 + 2)^{5/3}} \right)^3} = 0,27 \text{ m}$$

Verificación del tirante de la cuneta en H canales

Imagen 8. Verificación de tirante y velocidad de cuneta.

Lugar:	Sella Mendez	Proyecto:	Mejoramiento
Tramo:	0+548 - 0+671	Revestimiento:	H'S*

Datos:		
Caudal (Q):	0.28 m3/s	
Ancho de solera (b):	0 m	
Talud 1 (Z1):	1	
Talud 2 (Z2):	2	
Rugosidad (n):	0.013	
Pendiente (S):	0.023 m/m	

Resultados:			
Tirante normal (y):	0.2649 m	Perímetro (p):	0.9670 m
Área hidráulica (A):	0.1053 m2	Radio hidráulico (R):	0.1089 m
Espejo de agua (T):	0.7948 m	Velocidad (v):	2.6597 m/s
Número de Froude (F):	2.3333	Energía específica (E):	0.6255 m-Kg/Kg
Tipo de flujo:	Supercrítico		

Calcular	Limpiar Pantalla	Imprimir	Menú Principal	Calculadora	Reporte
----------	------------------	----------	----------------	-------------	---------

Fuente: Elaboración propia, H canales.

Haciendo un análisis a todos los tramos de cunetas del proyecto se adoptó una cuneta tipo con relación al tramo más crítico.

La sección tipo de cuneta para el proyecto está en detalle en la sección de planos.

3.4.7 Señalización

3.4.7.1 Señalización horizontal

Demarcación horizontal

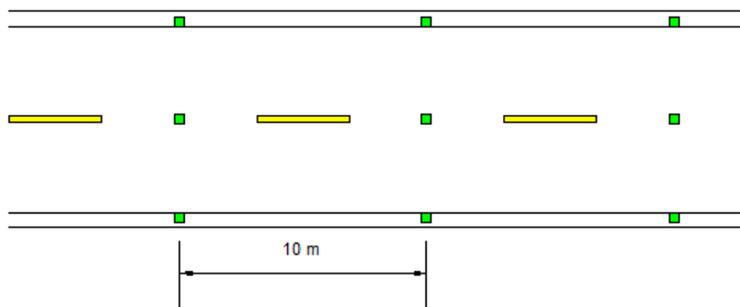
La demarcación está constituida por las líneas, símbolos y letras que se pintan sobre el pavimento, bordes y estructuras de las vías de circulación o adyacentes a ellas, así como los objetos que se colocan sobre la superficie de rodamiento con el fin de regular o canalizar el tránsito o indicar la presencia de obstáculos.

Marcas incrustadas en el pavimento (ojos de gato)

Este tipo de marca puede ser usado para guiar al tránsito hacia el carril adecuado complementando otras marcas, o en algunos casos como un sustituto de otros tipos de marcas. El color de las mismas debe regirse por el color de las marcas a las cuales ellas complementan o sustituyen.

Las marcas reflectivas tipo captaluz (ojo de gato o vialeta) son las preferidas, principalmente en lugares donde las condiciones adversas del clima dificultan la visibilidad. Las marcas no reflectivas no deberían usarse solas como un sustituto de otros tipos de marcas, deberían usarse con otras reflectivas.

Figura 31. Marcas incrustadas en el pavimento (ojos de gato)



Fuente: Elaboración Propia.

3.4.7.2 Señalización vertical

Las señales verticales son dispositivos de control de tránsito instalados a nivel del camino o sobre él, destinados a transmitir un mensaje a los conductores y peatones, mediante palabras o símbolos, sobre la reglamentación de tránsito vigente, o para advertir sobre la existencia de algún peligro en la vía y su entorno o para guiar o informar sobre rutas, nombres y ubicación de poblaciones, lugares de interés y servicios. Las señales verticales deberían usarse solamente donde se justifiquen según un análisis de necesidades y estudios de campo.

Tamaño de las señales

Tabla 34: Dimensiones de las señales verticales.

Tipo de señal	Dimensiones (cm)
Preventivas	Cuadrado de 75 cm X 75 cm
Preventiva SP-40	Rectángulo de 120 cm X 40 cm
Reglamentarias	Círculo de 75 cm de Diámetro
Reglamentarias SR-01	Octágono con altura de 75 cm.
Reglamentaria SR-02	Triángulo equilátero 90 cm de lado.
Informativas de servicio	Rectángulo de 60 cm X 75 cm

Fuente: Manual de la ABC “Dispositivos de control del Tránsito”

Ubicación Lateral

Las señales se colocarán fuera de los carriles por donde circula el tránsito al lado derecho, teniendo en cuenta el sentido de circulación de tránsito en forma tal que el plano frontal de la señal y el eje de la vía formen un ángulo comprendido entre 85 y 90 grados para que su visibilidad sea óptima al usuario

La ubicación lateral de la señal vertical corresponde a distancias de 1.2 m en las bermas y en los cortes a una distancia de 2.5 m. o por detrás de la cuneta revestida.

La altura de la señal desde su extremo inferior hasta la cota del borde del pavimento no será menor a 1.8 m. esta distancia no será mayor a 3.6 m.

Tabla 35: Ubicación longitudinal de las señales verticales

Velocidad de operación (km/h)	Distancia (m)
30	30
40	40
50	50
60	60
≥80	80

Fuente: Manual de la ABC “Dispositivos de Control de Transito”

Una separación menor dificultaría su visibilidad por las noches. Se tendrá en cuenta que es necesaria la repetición de algunas de estas señales, especialmente en zonas donde existan accesos por los que el tránsito se incorpora a la vía principal.

3.5 CÓMPUTOS MÉTRICOS

3.5.1 Planilla de volúmenes de corte y relleno

Estas planillas reflejan los volúmenes tanto de corte como de relleno en cada progresiva del trazo del camino, las cuales se detallan en la sección de anexos

3.5.2. Cómputos métricos de las actividades

Estas planillas muestran las cantidades de los ítems a realizar, dando un detalle completo de todos ellos. Estos valores se pueden revisar el detalle en la sección de anexos.

3.5.3 Presupuesto

En estas planillas se puede ver en detalle los materiales, mano de obra y equipo necesario para realizar las diferentes actividades que se desarrollarán en la construcción del camino. Estos datos se detallan en la sección de anexos.

3.5.3.1 Presupuesto general de ejecución

El presupuesto general del proyecto se presenta en anexos, sin embargo, en esta sección se presenta un resumen del presupuesto general, donde se observa que el costo de construcción del camino con sus respectivas obras de arte asciende a 12.306.314,29 bs; son DOCE MILLONES TRESCIENTOS SEIS MIL TRESCIENTOS CATORCE CON 29/100 BOLIVIANOS

3.5.3.2 Especificaciones técnicas

Las especificaciones técnicas para la construcción del camino Sella Méndez - Carachimayo, se las desglosa en los anexos correspondientes.

3.6 PLANOS DEL PROYECTO

3.6.1 Planos bimodales (planta y perfil)

En estos planos podemos ver el trazo del camino por tramos, en el cual se visualiza la planta y el perfil con los detalles de cada uno en particular.

Estos detalles de planos se pueden observar en la sección de anexos.

3.6.2 Planos de secciones transversales

Son planos donde se puede apreciar la sección transversal, la ubicación de la misma en el terreno, donde se puede observar si el trazo se encuentra en corte, relleno o es una sección mixta. Los detalles de estas secciones se pueden apreciar en la sección de anexos.

3.6.3 Planos de obras de arte menor

Estos planos muestran detalladamente el diseño de las obras de arte menor como ser: Alcantarillas de alivio, alcantarillas de paso o de cruce y cunetas.

Se pueden ver en detalle los planos en la sección de anexos.

CAPÍTULO IV

CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

Luego de haber concluido con el diseño del proyecto “DISEÑO DE INGENIERÍA MEJORAMIENTO CAMINO TRAMO SELLA MENDEZ – CARACHIMAYO” se puede llegar a una serie de conclusiones y recomendaciones.

4.1 CONCLUSIONES

- ❖ En este proyecto se realizó el diseño de ingeniería para el mejoramiento del camino tramo Sella Méndez – Carachimayo, aplicando las normas de la administradora boliviana de carreteras (ABC), que tiene la finalidad de solventar las necesidades actuales en la zona, a la vez que presenta seguridad, calidad y estética en todos los elementos que lo conforman.
- ❖ Para iniciar el diseño geométrico de la carretera se determinó la representación gráfica de la superficie terrestre del sector a detalle a partir de un levantamiento topográfico.
- ❖ En el estudio de la subrasante se analizó las condiciones del suelo mediante los diferentes ensayos de laboratorio, los cuales fueron clasificados mediante el sistema AASHTO y SUCS resultando suelos tipo A – 4, A – 2 – 6 y A – 2 – 4 según AASHTO y CL, CL – ML, SC y SM según SUCS. Así mismo los resultados de los ensayos de Proctor Modificado y CBR al 95% son: CBR = 10 % para suelo A – 4, CBR = 13 % para suelo A – 2 – 6 y CBR = 22 % para suelo A – 2 – 4.
- ❖ Para el estudio de tráfico se registraron el número y tipo de vehículos que circulan por el tramo Sella Méndez – Carachimayo según la clasificación de vehículos tipo de la administradora boliviana de carreteras, resultando un tráfico diario promedio de 37 vehículos mixtos en ambos sentidos y un tráfico diario anual calculado de 39 vehículos por día en ambos sentidos.
- ❖ Para las diferentes obras que se utilizaron para el control de drenaje de escorrentías se estimaron los caudales máximos de la zona de influencia de la carretera. La información pluviométrica que ha servido de base para la cuantificación de la escorrentía superficial es la correspondiente a precipitaciones máximas en 24 horas obtenida de la estación Sella Quebradas.

- ❖ Realizado el análisis de presupuesto de las alternativas estructurales del pavimento para el mejoramiento del camino se seleccionó la alternativa estructural del pavimento más óptimo tanto técnico, económico y segura para el tráfico vehicular. Quedando como resultado un camino de pavimento con tratamiento superficial doble con los siguientes espesores:
 - Capa de rodadura de 2,5 cm
 - Capa base de 15 cm
 - Capa subbase de 25 cm
- ❖ Al tener la alternativa de pavimento para el mejoramiento del camino tramo Sella Méndez – Carachimayo el presupuesto total calculado a nivel de pavimento con tratamiento superficial doble y según diseño geométrico para 15 años de vida útil asciende a la suma de Bs 12.306.314,29; son DOCE MILLONES TRESCIENTOS SEIS MIL TRESCIENTOS CATORCE CON 29/100 BOLIVIANOS

4.2 RECOMENDACIONES

Habiéndose hecho todo el diseño, podemos nombrar unas recomendaciones.

- ❖ Se recomienda enfocarse a los alineamientos indicados en el proyecto, utilizando las normas vigentes de la administradora boliviana de carreteras.
- ❖ Una recomendación importante es sobre las alternativas de trazo geométrico, la cual podemos decir que el camino ya se encuentra confinado a un trazo que existe hace varios años, no se puede invadir propiedad, en ambos lados del camino se encuentra delimitado por cultivos, o por viviendas, tinglados, postes de luz, y quebradas. Esto no nos da mucha libertad para elegir entre varias alternativas de trazo del diseño geométrico.
- ❖ Se recomienda que la ejecución de la obra se efectuó en los meses de estiaje con el fin de no tener problemas de lluvias y saturación de materiales.
- ❖ Considero que el desarrollo de los diferentes trabajos programados se generan residuos provenientes de corte y las excavaciones para las obras de drenaje, así como excedentes de mezcla contaminante de concreto y bituminosas se deberá prever las

asignaciones de un botadero para el depósito de estos desperdicios, los cuales deben de ser tratados y manipulados adecuadamente para no afectar el entorno ambiental en la zona de trabajo.

- ❖ Realizar el mantenimiento permanente de la carretera, una vez que esté terminada, para evitar su deterioro y de esta manera alcanzar su vida útil completa, como hacer la limpieza de las cunetas y alcantarillas de materiales o desechos provenientes de la zona con la finalidad que se encuentre en estado óptimo ante cualquier eventualidad.