

CAPITULO I

1.1 Antecedentes

El diseño de ingeniería es una técnica, que consiste en situar el trazado de un camino en el terreno acorde a normas, y por esto se evaluará el trazado de diferentes rutas encontradas en el trazado preliminar y así seleccionar la mejor ruta, comprendiendo cada elemento que pueda afectar las características más relevantes del camino para su buen funcionamiento.

El tramo Carlaso Este - Canchones es importante para el desarrollo de las comunidades que entrelazan este camino, tanto económico, como social, dicho tramo no dispone de información sobre ninguna clase de estudio previo antes de su uso, ni con un diseño acorde a normas. La presente tesis tiene la finalidad de situar el trazado de un camino que entrelazaran las comunidades de Carlaso Este y Canchones, mediante el estudio completo de los componentes de diseño de ingeniería, normativas y determinando un ajuste y corrección de todas las deficiencias encontradas en el trazado de rutas, de tal manera, se pueda obtener una alternativa de solución adecuada al tránsito vial.

Este proyecto de ingeniería consiste en situar el trazo de un camino sobre el terreno, por esto se describirá las definiciones de carretera y todo aquellos que sean necesarios para su comprensión, sus características, así como también todas aquellas especificaciones necesarias para poder cumplir lo requerido, también se describirán las condiciones físicas, los cuales varían según las características del lugar, suelo y condiciones climatológicas.

1.1 Justificación

Es necesario evaluar el trazado de las diferentes rutas y así seleccionar la mejor ruta, que permita enlazar dos puntos extremos o terminales, será aquella que de acuerdo a las condiciones topográficas, geológicas, hidrológicas y de drenaje, ofrezca el menor costo. Por lo tanto, para cada ruta será necesario determinar, en forma aproximada, los costos de construcción, del futuro camino a proyectar, para así tener un costo como referente.

El tramo Carlaso Este-Canchones, cuenta con un camino de tierra que no cuenta con diseño del drenaje, no cuenta con una geometría adecuada a las especificaciones técnicas viales, por estos motivos se realizara el proyecto para tener una referencia de que parámetros debe tener el mismo adecuándose a las necesidades de los comunarios.

Cuando se desarrolle el diseño geométrico del tramo, en base al levantamiento topográfico del mismo y el estudio del tráfico para determinar las características geométricas como la categoría, velocidad de diseño y entre otros.

Se pretende realizar el diseño del paquete estructural hasta el nivel de un tratamiento superficial simple, teniendo en consideración que el mismo será un referente para una posible ejecución, esto creara consecuencias técnicas directas e indirectas que beneficiaran a los usuarios y conductores que circulan en el tramo.

1.2.1.1 Situación problémica.

Para el ingeniero, la localización de una carretera y por ende su diseño, está altamente influenciada por la topografía, las características geológicas y los suelos, el drenaje, la necesidad de preservar la integridad física social y ambiental de la zona perturbada por el paso de la vía y el uso de las tierras atravesadas, es por esto que todos estos aspectos de localización y diseño han de intervenir, a su vez de una manera determinante, en la selección de la ruta, constituyendo los controles secundarios para el trazado de la vía.

Es necesario evaluar el trazado de las diferentes rutas y así seleccionar la mejor ruta, que permita enlazar dos puntos extremos o terminales, será aquella que de acuerdo a las condiciones topográficas, geológicas, hidrológicas y de drenaje, ofrezca el menor costo con el mayor índice de utilidad económica, social y estética. Por lo tanto, para cada ruta es necesario determinar, en forma aproximada, los costos de construcción, operación y conservación del futuro camino a proyectar, para así compararlos con los beneficios probables esperados.

1.2.1.2 Formulación del problema.

¿Cuál será la ruta eficiente para el diseño del camino, de tal manera que cumpla con la normativa vigente para este tipo de caminos?

1.2 Objetivos de la investigación.

1.3.1 Objetivo general.

Diseñar el tramo caminero de Carlaso Este - Canchones, determinando un ajuste y corrección de todas las deficiencias encontradas, de tal manera, se pueda obtener una alternativa de solución adecuada al tránsito vial.

1.3.2 Objetivos específicos.

- Realizar el levantamiento topográfico.
- Obtener muestras del suelo y realizar la clasificación.
- Realizar el estudio hidrológico y definir las obras de arte menores.
- Elaborar el diseño del paquete estructural.
- Determinar los cálculos métricos y presupuesto general del tramo Carlaso Este - Canchones.

1.3 Hipótesis.

1.4.1 formulación de la hipótesis.

Se definirá el eje preliminar que estará definido por el eje actual del camino. Se determinará de manera idealizada el P.I. de cada curva y los puntos intermedios que estarán ubicados a cierta distancia donde se ubicara el equipo topográfico, a partir de estas se realizara un levantamiento detallado de puntos a ambos lados del eje.

Se efectuarán muestreos de suelos a lo largo del tramo con pequeñas excavaciones tratando que estas reflejen las características del terreno, para posteriormente realizar ensayos de laboratorio (límites de Atterberg, granulometría, compactación, CBR) para determinar las propiedades físicas y mecánicas del suelo.

El diseño geométrico está referido exclusivamente en lograr desarrollar un trazado óptimo tanto en alineamiento horizontal y vertical.

De acuerdo a los datos hidrológicos se realizará un análisis de los mismos para posteriormente determinar el caudal máximo que transita por los cauces naturales, las cuales servirán para el diseño hidráulico de las obras de arte menor.

1.5.1. Conceptualización y operacionalización de variables.

- **Variable dependiente:** Diseño de ingeniería.

Tabla N°1 Conceptualización

Variable	Conceptualización	Dimensión	Indicador	Valor/acción
Diseño de ingeniería.	Un diseño es un proceso de ingeniería civil para establecer el trazado físico y los elementos de una vía de manera segura, eficiente y económica	Longitud del tramo.	Metros (m)	Mediante equipos adecuados.
		seguridad de financiación.	Bs.	realización de presupuestos unitarios del material que se usara.
		Factor normativo.	adimensional	Por normas.

Fuente: Elaboración propia

1.6.1 Determinación del alcance de la investigación

Se realizará el diseño estructural el cual establecerá las dimensiones de los espesores de las capas que lo conformaran la estructura de soporte para un tratamiento superficial simple, aplicando el método AASTHO.

Se determinará el presupuesto general del camino diseñado, a través del análisis de precios unitarios con materiales disponibles en el mercado.

CAPÍTULO II

FUNDAMENTO TEÓRICO

2.1 Clasificación funcional para diseño.

El término "Camino" (colectores, locales y desarrollo) se emplea para designar una vía de características geométricas medias a mínimas, adecuada para dar servicio a volúmenes moderados y bajos de tránsito, cuya función principal consiste en dar acceso a la propiedad adyacente.

Caminos de desarrollo: Son caminos que sirven de tránsitos de mediana y corta distancia, a los cuales acceden numerosos caminos de desarrollo. El servicio de 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 ciclo vías. 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 50 km/hr.
- Terreno ondulado fuerte 40 km/hr.
- Terreno montañoso 30 km/hr.

Normalmente este tipo de caminos poseerá pavimento superior, o dentro del horizonte de proyecto será dotado de él, consecuentemente la selección de la velocidad de proyecto debe ser estudiada detenidamente. Podrán circular por ellos toda clase de vehículos motorizados y vehículos a tracción animal que cuente con los dispositivos reglamentarios señalados en la ordenanza de tránsito.

2.1.1 Características según categoría

En la respectiva tabla se presenta una síntesis de las características asociadas a cada categoría de acuerdo a los criterios expuesto anteriormente. 1.- Administradora boliviana de carreteras, (2011), *Manual de diseño de conservación vial*, volumen V, Bolivia.

Tabla N°2 Características típicas de caminos según la clasificación funcional

Categoría		Colectores	Locales	Desarrollo
Velocidades de proyecto (km/hr)		80-70-60	70 - 60 - 50 - 40	50 - 40 - 30
Tipo de terreno		LL - O – M	LL - O – M	LL - O – M
Pistas de tránsito		Bidireccionales o (unidireccionales)	Bidireccionales	Bidireccionales
Función	Servicio al tránsito de paso	Continuidad de tránsito y acceso a la propiedad de similar importancia	Continuidad de tránsito consideración secundaria	
	Servicio a la propiedad adyacente		Consideración primaria	
Conexiones	Se conecta con	Todos	(Primarios) colectores, locales, desarrollo	Colectores, locales, desarrollo
	Tipo de conexión	Todos	(Intersección) Acceso directo	Acceso directo
Calidad servicio	Nivel de servicio (1) años iniciales año horizonte	C (2) (D)	No aplicable	
	Tipo de flujo	Estable con restricción (próximo inestable)	Restringido por movimientos hacia y desde la propiedad	
	Velocidad de operación (1) (3) según demanda rango probable	80 - 70 km/hr	70 - 60 km/h	50 - 25 km/hr
Tránsito	Volúmenes típicos de tránsito al año inicial TPDA	BD > 500 UD: Caso especial	Tránsito y composición variable según tipo de actividad: agrícola, minera, turística	
	Tipo de vehículo	Todo tipo de vehículos	Vehículo liviano y camiones medianos	

Fuente: Manual de la ABC “Diseño geométrico”

2.2 Estudios previos al diseño

2.2.1 Estudio Topográfico.

Para la ejecución de un diseño geométrico es necesario partir de las características del terreno del lugar donde va a ser ejecutada la obra, para ello se recurre a la Topografía. La cual nos ayudará a realizar un levantamiento topográfico del lugar para obtener la representación gráfica de las características del terreno del lugar de emplazamiento del proyecto.

Parámetro que influyen en la topografía

- **Levantamientos topográficos:** Se toman mediciones detalladas de la superficie del terreno para crear un mapa del sitio.
- **Análisis de datos:** La información se procesa para elaborar planos que muestren la altitud, pendiente, alineación, curvatura y otros detalles geométricos.
- **Identificación de elementos existentes:** Se marcan la ubicación de postes eléctricos, tuberías, cercos y otros elementos presentes en el área.
- **Establecimiento de puntos de control:** Se definen puntos de referencia (amarres) con coordenadas precisas (X, Y, Z) para facilitar los trabajos de campo y el replanteo.
- **Elaboración de planos:** Se crean planos topográficos detallados que incluyen el eje proyectado de la vía, obras de paso (como puentes y alcantarillas), y otros datos relevantes para la ingeniería y construcción. 2.<https://www.google.com/search?q=ESTUDIO+TOPOGRAFICO+EN+CARRETERAS&oq>.

2.2.2 Estudio Geotécnico.

El presente acápite se refiere al estudio en detalle de la geotecnia del proyecto, abarca la mecánica de suelos; por ende, comprende el estudio de suelos, más sus propiedades físico mecánicas. El objetivo principal de la Mecánica de Suelos, es estudiar el comportamiento del suelo, para ser usado como material de construcción o como base

de sustentación de las obras de ingeniería, en la ingeniería de caminos. La investigación geotécnica, se subdividió en tres Etapas:

- Etapa de campo.
- Etapa de laboratorio.
- Etapa de gabinete

2.2.2.1 Clasificación de suelos.

En base a la información obtenida durante los trabajos de campo y los resultados de los ensayos de laboratorio, se efectúa la clasificación de suelos utilizando los sistemas SUCS y AASHTO.

Tabla N°3 Clasificación de suelo según AASHTO

Clasificación general	Materiales granulares (igual o menor de 35% pasa el tamiz N°200)							Materiales limo-arcillosos (más del 35 % que pasa el tamiz N°200)			
Grupos	A-1		A-3	A-2				A-4	A-5	A-6	A-7
Subgrupos	A-1-a	A-1-b		A-2-4	A-2-5	A-2-6	A-2-7				A-7-5
											A-7-6
% que pasa el Tamiz N°10	50 máx.										
N°40	30 máx.	50 máx.	51 máx.								
N°200	15 máx.	25 máx.	10 máx.	35 máx.	35 máx.	35 máx.	35 máx.	36 mín.	36 mín.	36 mín.	36 mín.
Características del material que pasa el tamiz N°40											
Límite líquido			No plástico	40 máx.	41 mín.	40 máx.	41 mín.	40 máx.	41 mín.	40 máx.	41 mín.
Índice de plasticidad	6 máx.	6 máx.		10 máx.	10 máx.	11 mín.	11 mín.	10 máx.	10 máx.	11 mín.	11 mín.
Índice de grupo	0	0		0	0	0	4 máx.	4 máx.	8 máx.	12 máx.	16 máx.
Tipos de material	Fragmentos de piedra grava y arena		Arena fina	Grava, arenas limosas y arcillosas				Suelos Limosos		Suelos Arcillosos	
Terreno de fundación	Excelente a Bueno					Regular a Deficiente					
Nota: El índice de plasticidad de los suelos A-7-5 es igual o menor que su límite liquido 30, el de los A-7-6 mayor que su límite líquido. Dicho de otro modo, el grupo A-7 es subdividido en A-7-5 o A-7-6 dependiendo del límite Plástico (LP). Si el LP ≥ 30, la clasificación es A-7-6 Si el LP < 30, la clasificación es A-7-5											

Fuente: Fundamentos de ingeniería geotecnia, Braja M. Das (2001)

El sistema de clasificación AASHTO clasifica a los suelos en ocho grupos principales, A-1 al A-8 en base a una distribución granulométrica, límite líquido e índice de plasticidad. Los suelos comprendidos en los grupos A-1, A-2 y A-3 son materiales de grano grueso y aquellos en los grupos A-4, A-5, A-6 y A-7 son de grano fino. La turba, el lodo y otros suelos altamente orgánicos quedan clasificados en el grupo A-8. Estos son identificados por inspección visual.

Para la evaluación cualitativa de la conveniencia de un suelo como material para subrasante de un camino, se desarrolló también un número denominado índice de grupo. Entre mayor es el valor del índice de grupo para un suelo, será menor el uso del suelo como subrasante.

Un índice de grupo de 20 o más indica un material muy pobre para ser usado. La fórmula para índice de grupo (IG) es:

$$IG = (F_{200} - 35)[0.2 + 0.005(LL - 40)] + 0.01(F_{200} - 15)(PI - 10)$$

Donde:

F_{200} = Porcentaje que pasa la malla N° 200, expresado como numero entero.

LL = Límite líquido, en %.

PI = Índice de plasticidad, en %.

2.2.2.2 Granulometría.

Los resultados del análisis granulométrico y los límites de consistencia se reportan gráficamente, en el eje de las abscisas los diámetros de las mallas y en el eje de las ordenadas los porcentajes de suelos que pasan por las mallas.

2.2.2.3 Límites de Atterberg.

Los suelos que poseen algo de cohesión, según su naturaleza y cantidad de agua, pueden presentar propiedades que lo incluyan en el estado sólido, semisólido, plástico o semilíquido. El contenido de agua o humedad límite al que se produce el cambio de estado varía de un suelo a otro.

Tabla N°4 Características del suelo según el índice de plasticidad

Características del suelo según índice de plasticidad	
Índice de plasticidad	Características
$IP > 20$	Suelos muy arcillosos
$20 > IP > 10$	Suelos arcillosos
$10 > IP > 4$	Suelos poco arcillosos
$IP = 0$	Suelos sin arcillas

Fuente: Manual de carreteras suelos, geología, geotecnia y pavimentos, Perú (2013)

El método usado para medir estos límites se conoce como método de Atterberg y los contenidos de agua o humedad con los cuales se producen los cambios de estados, se denominan límites de Atterberg. Ellos marcan una separación arbitraria, pero suficiente en la práctica, entre los cuatro estados mencionados anteriormente.

Definición de los estados:

- Límite líquido (LL). - Humedad de un suelo remoldado, límite entre los estados líquido y plástico, expresado en porcentaje.
- Límite plástico (LP). Humedad de un suelo remoldado, límite entre los estados plástico y semisólido, expresado en porcentaje.
- Límite de contracción (LC). Humedad máxima de un suelo para la cual una reducción de la humedad no causa una variación del volumen del suelo, expresado en porcentaje.

Una representación esquemática de la definición es el siguiente:

Solido	Semisólido	Plástico	Semilíquido	Líquido
LC	LP	LL		

Además, se define el índice de plasticidad (IP) como la diferencia entre el límite líquido y el límite plástico ($IP = LL - LP$).

2.2.2.4 Relación entre humedad y densidad.

La relación entre humedad y densidad para un suelo compactado juega un papel muy importante en las propiedades del mismo, especialmente en cuanto a su resistencia y deformabilidad. Así se tienen los ensayos Proctor T-99 (estándar) y T-180 (modificado) que permiten determinar la humedad óptima, es decir la humedad a la que el suelo alcanza su densidad máxima y por lo tanto presenta sus mejores propiedades mecánicas. El valor de esta humedad óptima depende de la energía de compactación brindada al suelo, y en caso de incrementarse ésta, la humedad óptima será menor y la densidad seca máxima mayor.

Los suelos expansivos son aquellos en los que su volumen se incrementa a mayores contenidos de humedad y requieren especial atención. Para prevenir los potenciales problemas asociados con este tipo de materiales, es importante que ellos no sean sobre compactados por el lado seco del porcentaje de humedad óptimo. Se recomienda que este tipo de suelos se compacten por el lado húmedo ligeramente en exceso de la humedad óptima determinada por el ensayo AASHTO T- 99, lo cual minimizará la probabilidad de hinchamiento.

2.2.2.5 Ensayos de resistencia para suelos de subrasante

Los ensayos destinados a medir la resistencia de un suelo frente a cargas dinámicas de tránsito son muy variados, siendo los más comunes:

- Relación de Valor Soporte California (CBR).
- Valor de resistencia de Hveem (Valor R).
- Ensayo de placa de carga (Valor k).
- Penetración dinámica con cono.
- Módulo resiliente.

2.2.2.6 Valor soporte california

Mide la resistencia del suelo a la penetración de un pistón de 1935 mm² (3 pulg²) de área de una probeta de 15 cm (6 pulg) de diámetro y 12,5 cm (5 pulg) de altura, con una velocidad de 1,27 mm/min (0.05 pulg/min). La fuerza requerida para forzar el pistón dentro del suelo se mide a determinados intervalos de penetración. Estas fuerzas se comparan con las necesarias para producir iguales penetraciones en una muestra

patrón que es una piedra partida bien graduada. El CBR en porcentaje y es, por definición:

$$\text{CBR} = \frac{\text{Carga que produce una penetracion de 2.5 mm en el suelo}}{\text{Carga que produce una penetracion de 2.5 mm en la muestra patron}}$$

Los suelos finos son compactados a la humedad óptima antes de ser ensayados. Los suelos granulares se compactan a diferentes contenidos de humedad por encima y por debajo del óptimo. Las muestras se sumergen en agua durante 96 horas antes del ensayo para simular las condiciones de saturación y tener así los CBR en las condiciones más críticas. Se pueden agregar pesos a la superficie de la probeta para simular las sobrecargas debidas al peso del paquete estructural.

Dado que este ensayo es, por naturaleza arbitrario, tiene bastantes limitaciones, pero sus mayores ventajas son su simpleza y la gran cantidad de datos existentes y acumulados permiten una buena correlación.

2.2.3 Estudio hidrológico

El estudio hidrológico tiene como objetivo determinar caudales de diseño para la cuenca y subcuencas de interés. El conocimiento de estos caudales nos permitirá a diseñar obras de artes menores del camino, así mismo nos permitirá a tomar decisiones de las cotas de elevación del camino al hacer el paso por el rio principal de la cuenca.

Dentro del estudio se ha podido observar la multitud de sub cuencas que sus aguas de escorrentía pasan por el tramo de diseño del camino, también se ha podido observar la interferencia de una cuenca de tamaño considerable que para hacer pasar el agua que trasporta debido a lluvias, necesariamente se tendría que hacer el colocado de un puente. Por esto es necesario conocer sus características de esta cuenca, sub cuencas y todo lo necesario para lograr estimar caudales y así determinar su altura de máxima avenida para puentes, alcantarillas y cunetas.

2.2.3.1 Estaciones meteorológicas

Los registros de precipitaciones corresponden a estaciones pluviométricas cercanas al área de proyecto, debido a que en la zona del proyecto no existen estaciones

pluviográficas razón por la cual se recopiló información directamente de las planillas de registro de las estaciones.

Analizando la información obtenida del SENAMHI, encontramos que en la zona del proyecto las estaciones Climatológicas existentes más cercanas

2.2.3.2 Análisis de consistencia

Tal como lo señala el manual de hidrología del ABC, el primer paso que debe realizarse al efectuar alguna evaluación espacial de cualquier precipitación es verificar que el periodo de la estadística pluviométrica que se va a analizar es consistente, o sea, que la estación haya sido observada durante dicho periodo, de la misma forma, con el mismo criterio y que su instalación no haya sufrido variaciones de ningún tipo.

Metodología de la curva doble masa

$$P_{i\ acum} = P_i + P_{(i+1)\ acum}$$

Donde:

$P_{i\ acum}$ = Precipitación acumulada, en mm

P_i = Precipitación anual, en mm

$P_{(i+1)\ acum}$ = Precipitación acumulada inmediatamente anterior, en mm

2.2.3.3 Análisis de frecuencia

El objetivo del análisis de frecuencia de cualquier variable aleatoria es asociar a cada valor de la variable una probabilidad de ocurrencia. Ello se logra representando la variable con un determinado modelo probabilístico y estimando los parámetros de dicho modelo. Logrado este objetivo se ha construido un modelo probabilístico del fenómeno, pudiendo obtenerse estimados de los valores de la variable asociados a cualquier probabilidad de ocurrencia.

En estadística, la prueba de Kolmogórov-Smirnov (también prueba K-S) es una prueba no paramétrica que se utiliza para determinar la bondad de ajuste de dos distribuciones de probabilidad entre sí.

Conviene tener en cuenta que la prueba Kolmogórov-Smirnov es más sensible a los valores cercanos a la mediana que a los extremos de la distribución.

Las fórmulas para el cálculo son:

Nombre	Formula
Media	$\bar{x} = \frac{\sum_{i=1}^n x_i}{n}$
Desviación estándar	$S_x = \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^n (x_i - \bar{x})^2}{n}}$
Coeficiente de variación	$C_v = \frac{S_x}{\bar{x}}$
Parámetro de escala	$\sigma_y = \sqrt{\ln(C_v^2 + 1)}$
Parámetro de localización	$u_y = \frac{1}{2} \ln \left(\frac{\bar{x}^2}{C_v^2 + 1} \right)$
Función de probabilidad teórica	$P_{(x \leq X)} = \frac{n_i}{n + 1}$
Variable deducida	$Z = \frac{x_i - u_y}{\sigma_y}$

Donde:

n_i = Número de orden en ordenamiento creciente.

n = Número de datos.

El test se basa en calcular el estadígrafo Δ definido como el valor máximo de la diferencia absoluta entre la función distribución acumulada empírica $P_{(x \leq X)}$ y la función distribución $F_{(x)}$ de modelo calculada para cada punto de la muestra.

$$\Delta = P_{(x \leq X)} - F_{(x)}$$

Se utilizará un nivel de confianza del 95% y nivel de significancia (α) del 5%.

Entonces para número de datos mayor a 50 tenemos:

$$\Delta_o = \frac{1.36}{\sqrt{n}}$$

Para número de datos menor a 50 el estadígrafo Δ_o , se obtiene de tablas.

Se elige el Δ de valor más alto para hacer la verificación.

$$\Delta_{max} \leq \Delta_o$$

De cumplirse la condición los datos se ajustan a la ley del modelo escogido.

Seguidamente mostramos un cuadro resumen de los ajustes a la distribución a un modelo mediante la prueba de ajuste de Kolmogórov-Smirnov.

2.2.3.4 Curvas IDF

El diseño hidráulico de las obras de drenaje requiere el uso de las llamadas curvas Intensidad – Duración – Frecuencia de lluvias (IDF). Estas relaciones presentan la variación de la intensidad de la lluvia de distintas duraciones, asociadas a diferentes probabilidades de ocurrencia, siendo necesarias para estimar indirectamente el escurrimiento proveniente en función de la lluvia caída.

Estas familias de curvas llevan en las abscisas la duración de la lluvia, en ordenadas la intensidad y en forma paramétrica el período de retorno o la probabilidad. Ellas son el resultado de un análisis probabilístico de las lluvias máximas anuales de diferentes duraciones.

Obtención de curvas IDF a partir de datos pluviométricos

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 horas.

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.

El cálculo de las precipitaciones máximas para periodos de retorno de cada estación se lo realiza en base a los modelos probabilísticos de mejor ajuste, siendo estos modelos: Gumbel, Log Normal dos parámetros, Log Normal tres parámetros, y Log Gumbel.

1. *La expresión de Bell está establecida en el manual de hidrología y drenaje del ABC, en la página 1-22*

2.2.4 Estudio de tráfico

El estudio de tráfico vehicular está dirigido a cuantificar, clasificar, conocer el volumen de los vehículos que transitan por el camino, siendo esto un elemento que sirve para: determinar las características de diseño del paquete estructural; para identificar la categoría al que pertenece el camino.

El estudio de tráfico tiene como objetivo, conocer la demanda de tráfico del tramo Carlos Este-Canchones, realizando aforos de vehículos y procesando la información en gabinete, para poder conocer el tráfico promedio diario futuro y lograr categorizar el camino que se pretende diseñar.

2.2.4.1 Clasificación de carreteras por aspectos técnicos

La clasificación por aspectos técnicos de las carreteras es aquel en que cada país se ha desarrollado para identificar a las carreteras desde la etapa de diseño, construcción y mantenimiento. Los aspectos técnicos más relevantes que han tomado las normas son el tipo de carretera, la velocidad de proyecto admisible y el tráfico permitido representado por la cantidad de vehículos diario que circulara en la carretera.

De acuerdo al manual de la Administradora Boliviana de Carreteras la clasificación por aspectos técnicos es el siguiente:

Tabla N°5 Clasificación funcional según aspectos técnicos más relevantes

Categoría	Tipo de calzada	Tráfico	Velocidad de proyecto (km/hr)
Autopistas	Unidireccionales	TPD > 10000	120-100-80
Autorutas	Unidireccionales	TPD > 5000	100-90-80
Primarios	Unidireccionales o bidireccionales	UD > 3000 BD > 1500	100-90-80 100-90-80
Colectores	Unidireccionales o bidireccionales	UD= Caso especial BD > 500	80-70-60 80-70-60
Local	Bidireccionales	No especificado	70-60-50-40
Desarrollo	Bidireccionales	No especificado	50-40-30

Fuente: Manual de la ABC “Diseño geométrico”

Trafico promedio diario futuro

El proyecto de caminos nuevos o el mejoramiento de las existentes no deben basarse solamente en las características del volumen del tráfico actual, sino que se debe tomar en cuenta el incremento en años futuros. De esta manera el volumen de proyecto ha de corresponder al del año escogido para proyectar.

2.2.5 Diseño geométrico

Los criterios geométricos, así como otros criterios de diseño, dependen mucho del tipo de pronóstico de volumen de tránsito dado.

El diseño geométrico se basa en su mayoría, en las recomendaciones y parámetros establecidos en el manual de la administradora boliviana de caminos (ABC).

2.2.5.1 Controles básicos de diseño

Como controles básicos de diseño en el tramo Carlaso Este-Canchones se consideró los siguientes:

2.2.5.2 Función de la carretera o camino

En el caso de este camino cuya función primordial es dar acceso a la propiedad colindante, posibilitar que los beneficiarios colindantes saquen sus productos a poblados comerciales.

2.2.5.3 Demanda y características del tránsito

Para seleccionar la categoría que se debe dar a una determinada vía, es indispensable tener una acertada predicción de los volúmenes de demanda, su composición y la evolución que estas variables puedan experimentar a lo largo de la vida de diseño. De lo mencionado según el tránsito estudiado la categoría seleccionada corresponde a un camino en desarrollo.

2.2.5.4 Tránsito promedio diario anual (TPDA)

Representa el promedio aritmético de los volúmenes diarios para todos los días del año, previsible o existente en una sección dada de la vía. Su conocimiento da una idea cuantitativa de la importancia de la ruta en la sección considerada.

2.2.5.5 Clasificación por tipo de vehículo

Expresa en porcentaje la participación que le corresponde en el TPDA a las diferentes categorías de vehículos, debiendo diferenciarse por lo menos las siguientes:

- Vehículos livianos: Automóviles, camionetas hasta 1500 kg.
- Locomoción colectiva: Buses rurales e interurbanos.
- Camiones: Unidad simple para transporte de carga.
- Camión con semirremolque o remolque: Unidad compuesta para transporte de carga.

2.2.5.6 Velocidad en el diseño vial

La velocidad de proyecto seleccionada para un proyecto de categoría dada dependerá fundamentalmente de la función asignada a la carretera, del volumen y composición del tránsito previsto, de la topografía de la zona de emplazamiento y del diferencial de costo que implica seleccionar una u otra velocidad de proyecto dentro del rango posible considerado para la categoría. En definitiva, la elección de una velocidad de proyecto que se aparte de la óptima se reflejará en una disminución de la rentabilidad del proyecto.

Dentro del rango de velocidades posibles para cada categoría de carretera o camino, se justificarán las más altas en terrenos llanos o ligeramente ondulados y las más bajas para relieves montañosos o escarpados. Esto no sólo por las consideraciones de costo, sino que también porque el usuario está mejor dispuesto a aceptar velocidades menores cuando el terreno es difícil y el trazado necesariamente sinuoso, que cuando no encuentra una razón evidente para ello.

2.2.5.7 Velocidad de proyecto (V_p)

La velocidad de proyecto es la denominada velocidad de diseño, también intervendrán la velocidad específica (V_e) y la velocidad percentil 85 ($V_{85\%}$), se usará para efectos del sistema de clasificación funcional para diseño.

2.2.5.8 Parámetros de diseño geométrico

- **Predicción de la $V_{85\%}$ en tramos rectos**

Para el rango de velocidades de proyecto (V_p) y la longitud del tramo en recta (L_r), que se definen en la siguiente tabla, la $V_{85\%}$ dependerá de:

Tabla N°6 Criterios de predicción de la $V_{85\%}$ en función de V_p y L_r para V_p entre 40 y 120 km/ hr

Situaciones posibles		$V_{85\%}$ Determinada por
Caso I	$L_r(m) > 400$	Longitud de la recta
Caso II	$L_r(m) \leq 400$	Las características de la configuración precedente y la relación de los radios de las curvas de entrada y salida

Fuente: Manual de la ABC “Diseño geométrico”

CASO I Para rectas con $L_r > 400$ m.

Tabla N°7 V_{85} al final de la recta según longitud y velocidad de proyecto

V proyecto (km/hr)	40	50	60	70	80	90	100	120
$400 \text{ m} \leq L_r \leq 600 \text{ m}$	50	60	70	80	90	100	110	125
$L_r > 600 \text{ m}$	60	70	80	90	100	110	115	130

Fuente: Manual de la ABC “Diseño geométrico”

En caminos colectores y locales bidireccionales, con pavimento de 6 m de ancho y bermas + SAP (sobre ancho de pavimentación) de menos que 2 m, los valores indicados en la tabla N° 3; Se podrán reducir en 5 km/hr y si el trazado se desarrolla en terreno ondulado fuerte o francamente montañoso (V_p 40 a 60 km/hr) la reducción puede alcanzar a 10 km/hr con un límite de $V_{85\%} = V_p$.

Caso II: Según lo expuesto en los literales anteriores, una curva de $R_{\min}$ correspondiente a la V_p de la ruta, sólo podrá emplearse si está precedida por una recta con $0 \leq L_r \leq 400$ m y a la curva existente al inicio de dicha recta (Radio de entrada).

La $V_{85\%}$ de una sucesión de curvas, sin recta intermedia o con una cuya longitud L_r sea ≤ 400 m, corresponde a la V_e de cada una de las curvas, siempre dependiendo de la curva precedente y del rango de radios especificados para la situación bajo análisis.

- **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

Los casos básicos aludidos son:

- Visibilidad de frenado.
- Visibilidad de adelantamiento.
- 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 0.2 m (h_2), estando situados los ojos de conductor a 1.1 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:

$$D_f = \frac{V * t}{3.6} + \frac{V^2}{254(f_1 + i)}$$

Dónde:

D_f = Distancia de frenado, en m.

$V = V_p$ o V^*

t = Tiempo de percepción + reacción, en seg.

f_1 = Coeficiente de roce rodante, pavimento húmedo.

i = Pendiente longitudinal, en 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).

La Tabla N° 8 presenta los valores parciales calculados mediante la expresión citada y el valor redondeado adoptado para Df. Todo ello considerando V* corresponde a la velocidad asignada al tramo y que los valores de “t” y “f1” se han actualizado de acuerdo a las tendencias vigentes a la fecha.

Los valores allí consignados para Df son los mínimos admisibles en horizontal. Si en una sección de carretera o camino resulta prohibitivo lograr la distancia mínima de Visibilidad de Frenado correspondiente a V*, se deberá señalizar dicho sector con la velocidad máxima admisible, siendo éste un recurso extremo a utilizar sólo en casos muy calificados y autorizados por la administradora boliviana de carreteras.

Tabla N°8 Distancia mínima de frenado en horizontal "Df"
($Df=0.555V+0.00394V^2/R$)

V	t	f ₁	dt	Df	Df (m)		V
(km/hr)	(s)		(m)	(m)	dt+Df	Adopt.	(km/hr)
30	2	0.420	16.7	8.4	25.1	25	30
35	2					31	35
40	2	0.415	22.2	15.2	37.4	38	40
45	2					44	45
50	2	0.410	27.8	24.0	51.8	52	50
55	2					60	55
60	2	0.460	33.3	35.5	68.8	70	60
65	2					80	65
70	2	0.380	38.9	50.8	89.7	90	70
75	2					102	75
80	2	0.360	44.4	70.0	114.4	115	80
85	2					130	85
90	2	0.340	50.0	93.3	143.8	145	90
95	2					166	95

V	t	f ₁	dt	Df	Df (m)		V
100	2	0.330	55.5	119.4	174.9	175	100
105	2					192	105
110	2	0.320	61.1	149.0	210.0	210	110
115	2					230	115
120	2	0.310	66.6	183.0	249.6	250	120
125	2					275	125
130	2	0.295	72.2	225.7	297.9	300	130

Fuente: Manual de la ABC “Diseño geométrico”

- **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 remontar 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 por el utilizado para el adelantamiento.

El enfoque clásico elaborado por AASHTO para calcular Da, implica definir una serie de variables y situaciones que conforman un modelo, por lo general conservador, de las diferentes realidades que se presentan en la práctica. (Administradora Boliviana de Carreteras ABC, Manual de Diseño Geométrico, Capítulo 2. Pág. 2-6, 2-9).

Tabla N°9 Distancia mínima de adelantamiento

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

Fuente: Manual de la ABC “Diseño geométrico”

2.2.5.9 Parámetros de diseño planimétrico.

La tendencia actual es evitar las rectas largas; pero al mismo tiempo trazar curvas sin un propósito definido no es recomendable. El alineamiento debe ser compuesto de suaves curvas que se adapten al terreno, como las que resultan de aplicar una regla flexible sobre la representación topográfica de la ruta. La curva que se presta mejor para este objetivo es la clotoide o espiral de transición. Sin embargo, se usarán alineamientos rectos en las zonas planas donde no existan justificaciones culturales o naturales que hagan recomendable una desviación del trazado.

- **Longitud máxima en rectas**

Se procurará evitar longitudes en rectas superiores a:

$$L_r(m) = 20V_p$$

Dónde:

L_r = Largo de la alineación recta, en m.

V_p = Velocidad de proyecto de la carretera, en km/hr.

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 longitudes comprendidas entre $8V_p$ y $10V_p$ enlazadas por curvas cuya V_e cubren adecuadamente esta necesidad.

- **Longitud mínima en recta**

Se deben distinguir las situaciones asociadas a curvas sucesivas en distinto sentido o curva en "S" de aquellas correspondientes a curvas en el mismo sentido.

En nuevos trazados deberá existir coincidencia entre el término de la primera curva y el inicio de la segunda curva.

En tramos rectos intermedios de mayor longitud, deberá alcanzar o superar los mínimos que se señalan en la tabla siguiente, los que responden a una mejor definición óptica del conjunto que ya no opera como una curva en "S" propiamente tal, ya están dados por:

$$L_r \text{ min} = 1.4 V_p$$

Dónde:

L_r = Largo de la alineación recta, en m.

Tabla N°10 L_r min entre curvas de diferentes sentido

V_p (km/hr)	40	50	60	70	80	90	100	110	120
L_r (m)	56	70	84	98	112	126	140	154	168

Fuente: Manual de la ABC “Diseño geométrico”

- **Tramo recto entre curvas del 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 N°11 L_r min entre cuervas del sentido

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

Fuente: Manual de la ABC “Diseño geométrico”

- **Elementos de la curva circular**

En la siguiente figura, se ilustran los diversos elementos asociados a una curva circular. La simbología normalizada que se define a continuación deberá ser respetada por el proyectista.

Las expresiones de los elementos que compone la curva simple son:

$$T = R * \tan * \frac{w}{2}$$

$$E = R(\sec \frac{w}{2} - 1)$$

$$L_c = 2R \sin \frac{w}{2}$$

$$f = R(1 - \cos \frac{w}{2})$$

$$D_c = \frac{2\pi R}{360} * w$$

- **Radio s mínimos absolutos**

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

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

Dónde:

R_{min} = Radio mínimo absoluto, en m.

V_p = Velocidad de proyecto, en km/hr.

e_{max} = Peralte máximo correspondiente a la carretera o el camino, en m/m.

f = Coeficiente de fricción transversal máximo correspondiente a V_p .

Tabla N°12 Radios mínimos absolutos en curvas horizontales

Caminos, colectores, locales, desarrollo			
V_p (km/hr)	e_{max} (%)	f	$R_{min}(m)$
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
Carreteras, autopistas, auto rutas, primarios			
80	8	0.122	250
90	8	0.114	330
100	8	0.105	425
110	8	0.096	540
120	8	0.087	700

Fuente: Manual de la ABC “Diseño geométrico”

- **Coefficiente de fricción transversal máximo admisible**

Los coeficientes de fricción transversal entre los neumáticos y el pavimento, son valores determinados experimentalmente, que tienen en cuenta: condiciones medias del vehículo (suspensión, neumáticos, características dinámicas), de la calzada (rugosidad, presencia de agua) y del conductor y pasajeros (habilidad, ángulo de deriva, confort) las cuales son consideradas normales y admisibles.

El coeficiente de fricción está representado por la siguiente fórmula:

$$f = 0.265 - V_p/602.4$$

Dónde:

f = Coeficiente de fricción.

V_p = Velocidad de proyecto, en km/hr.

Los valores máximos admisibles adoptados, se indican en la siguiente tabla:

Tabla N°13 Valores admisibles del coeficiente de fricción transversal "f"

Velocidad Directriz (km/hr)	30	40	50	60	70	80
f	0.215	0.198	0.182	0.165	0.149	0.132

Fuente: Manual de la ABC "Diseño geométrico"

- **Peralte máximo**

La única fuerza que se opone al deslizamiento lateral del vehículo es la fuerza de fricción desarrollada entre las llantas y el pavimento. Esta fuerza por sí sola, generalmente, no es suficiente para impedir el deslizamiento transversal; por lo tanto, será necesario buscarle un complemento inclinando transversalmente la calzada. Dicha inclinación se denomina peralte.

Tabla N°14 Valores máximos para peralte y fricción transversal

Velocidades	$e_{\max}$	F
Caminos V_p 30 a 80 Km/hr	7%	$0.265 - V_p/602.4$
Carreteras V_p 80 a 120 Km/hr	8%	$0.193 - V_p/1134$

Fuente: Manual de la ABC “Diseño geométrico”

Condiciones para el desarrollo del peralte

Proporción del peralte a desarrollar en recta

Cuando no existe curva de enlace de radio variable entre la recta y la curva circular, el conductor sigue en la mayoría de los casos una trayectoria similar a una de estas curvas, la que se describe parcialmente en uno y otro elemento. Lo anterior permite desarrollar una parte del peralte en la recta y otra en la curva. Esto porque en la parte de la recta vecina a la curva el conductor recorre una trayectoria circular que no hace demasiado incomoda una inclinación transversal mayor que el 2%, y porque en la parte de la curva vecina a la recta, el vehículo describe un círculo de radio mayor que el de diseño. En ciertas oportunidades, sin embargo, el tránsito en sentido contrario puede restringir la libertad para desarrollar esta maniobra y por tanto el peralte a desarrollar en recta, debe alcanzar a un mínimo que no incrementa peligrosamente el coeficiente de fricción transversal a utilizar en el sector inicial de la curva.

Tabla N°15 Proporción del peralte a desarrollarse en recta

Mínimo	Normal	Máximo
$e < 4.5$	$e = \text{todos}$	$e \leq 7$
0.5e	0.7e	0.8e

Fuente: Manual de la ABC “Diseño geométrico”

Longitud de curva con peralte total

En caminos y carreteras con $V_p \geq 60$ km/hr, el diseño de las curvas de escaso desarrollo se deberá verificar de modo que el peralte total requerido se mantenga en una longitud al menos igual a $V_p/3.6$ (m), en lo posible para $V_{85\%} \geq 80$ km/hr en al menos 30 m.

Desarrollo de peralte entre curvas sucesivas

Entre dos curvas de distinto sentido, el caso límite lo constituirá aquella situación en qué no existe tramo en recta con bombeo normal, existiendo en dicho tramo un punto de inclinación transversal nula, a partir del cual se desarrollan los peraltes en uno y otro sentido.

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.

Curvas de retorno

Las CR constituyen puntos singulares del trazado, en los que los radios que deben emplearse son mucho menores que los correspondientes a la V_p del camino. Los elementos para diseñarlas, clotoides y curvas de tres centros, tampoco cumplen con las condiciones que se exigen en trazados normales, pues ellas están destinadas a generar los ensanches requeridos en la CR y no como elementos de transición para la dinámica del desplazamiento. Todo ello resulta aceptable porque la velocidad de circulación en este tipo de curvas, fluctúa entre 15 y 20 km/hr.

El peralte máximo se reducirá de 8 a 5% en carreteras y colectores para una velocidad de operación máxima en la CR de 20 km/hr y de 7 a 5% en caminos locales y desarrollo para una velocidad de operación de 15 km/hr.

Las limitaciones generales que deben respetarse (según manual ABC) son:

R_i mínimo carreteras y colectores = 8 m.

Ri mínimo caminos locales y desarrollo = 6 m.

(Re' - Re) máximo en todos los casos = 0.6 m.

Donde:

R(m) = Radio circular del eje del trazado.

Ri(m) = Radio interior de la curva circular central (dato inicial de cálculo).

Re(m) = Radio exterior de la curva circular central.

Re'(m) = Radio exterior descrito por el extremo derecho del parachoques delantero.

Pendientes máximas

las pendientes máximas admisibles según la categoría de la carretera o camino.

El proyectista procurará utilizar las menores pendientes con la topografía en que se emplaza el trazado. Carreteras con un alto volumen de tránsito justifican económicamente el uso de pendientes moderadas, pues el ahorro en costos de operación y la mayor capacidad de la vía compensarán los mayores costos de construcción.

Tabla N°16 Pendientes máximas según categorías de carreteras o camino

Categoría	Velocidad de proyecto (km/hr)									
	≤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	-	-
Autorutas	-	-	-	-	-	6	5	4.5	-	-
Autopistas	-	-	-	-	-	5	-	4.5	-	4

Fuente: Manual de la ABC “Diseño geométrico”

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 del 2% y no existen soleras o cunetas, se podrá excepcionalmente aceptar sectores con pendientes longitudinales desde 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 pendientes de las cunetas deberá permitir una rápida evacuación de las aguas, pudiendo ser necesario revestirlas para facilitar el escurrimiento.

Curvas verticales

El ángulo de deflexión entre dos rasantes que se cortan queda definido por la expresión:

$$\theta_{\text{radianes}} = (i_1 - i_2)$$

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 la definición:

- + Pendiente de subida según el avance de diseño.
- Pendiente de bajada según avance de diseño.

Toda vez que la deflexión θ es igual o mayor que $0.5\% = 0.005 \text{ m/m}$, 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. (Administradora Boliviana de Carreteras ABC, Manual de Diseño Geométrico, Capítulo 2. Pág. 2-33.)

2.2.5.10 Taludes

Taludes de terraplén desde el punto de vista de su estabilidad

Cuando una carretera o camino se emplaza en terraplén, los materiales de éste provendrán de las excavaciones hechas en otros puntos del trazado o de yacimientos. En cualquier caso, las características de dichos materiales serán relativamente previsibles, y por lo general se podrá anticipar la inclinación máxima admisible de los taludes en función de la altura de los terraplenes.

El diseño de taludes de terraplén, desde el punto de vista estructural, se encuentra en función del tipo de material que lo constituye y de los suelos sobre los que se fundan.

Cuando los materiales lo permitan, los taludes de terraplén con alturas inferiores a 15 metros tendrán una inclinación máxima de 1:1.5 (V: H).

Los taludes de terraplenes de alturas mayores que 15 m deben ser objeto de un estudio especializado, del cual surgirá su adecuada inclinación.

Taludes de terraplén desde el punto de vista de seguridad vial

Taludes de terraplén con inclinaciones menores que 1:4 (V: H) se consideran “recuperables, es decir el conductor tiene la posibilidad de redirigir el vehículo hacia la plataforma del camino. Lo anterior será tanto más cierto cuanto más tendido sea el talud; por ejemplo 1:6 (V: H), sin embargo, el tendido de los taludes de los terraplenes tiene un costo importante por el mayor movimiento de tierras requerido.

Taludes de corte

La inclinación de los taludes del corte variará a lo largo de la obra según sea la calidad y estratificación de los suelos encontrados.

Dichas inclinaciones podrán ser únicas en un tramo del trazado, o bien presentar variaciones en un mismo perfil. Esto último en el caso de comprobarse las ventajas técnicas y/o económicas, o de otro tipo, de tal geometría.

Un talud de corte con más de una inclinación se puede dar en dos casos básicos. El primero, cuando la inclinación con la cual él se inicia, a partir del borde exterior del

fondo de la cuneta, debe ser disminuida más arriba, tendiéndolo, al existir terrenos de inferiores características estructurales.

Tabla N°17 Inclinaciones normales de taludes de corte

Inclinaciones normales de taludes de corte			
Clasificación del suelo		Prof. de corte	Inclinación
			V:H
Roca dura			1:0.3 a 1:0.8
Roca blanda			1:0.5 a 1:1.2
Arena	No densa y pobremente graduada		1:1.5
Suelo arenoso	Denso	Menos de 5 m	1:0.8 a 1:1.0
		5 a 10 m	1:1 a 1:1.2
	No denso	Menos de 5 m	1:1 a 1:1.2
		5 a 10 m	1:1.2 a 1:1.5
Suelo arenoso mezclado con grava	Denso o bien graduado	Menos de 10 m	1:0.8 a 1:1.0
		10 a 15 m	1:1 a 1:1.2
	No denso o pobremente graduado	Menos de 10 m	1:1 a 1:1.2
		10 a 15 m	1:1.2 a 1:1.5
Suelo cohesivo		0 a 10 m	1:0.8 a 1:1.2
Suelo cohesivo mezclado con masas de roca o bolonearia		Menos de 5 m	1:1 a 1:1.2
		5 a 10 m	1:1.2 a 1:1.5

Fuente: Manual de protección de taludes, asociación de carreteras Japón, mayo 1984

Taludes de terraplenes

Cuando se diseñan y ejecutan trabajos de taludes de relleno, se recomienda analizar integralmente y tomar las medidas pertinentes en los siguientes tópicos: cimentación del terraplén, agua de infiltración, condiciones topográficas y clima.

Tabla N°18 Inclinación de taludes correspondientes a materiales de relleno

Inclinaciones de taludes correspondientes a materiales de relleno			
Materiales de relleno	Altura de relleno	Relación de talud	Observaciones
Arena bien graduada (SW), grava y arena con grava (GM) (GC) (GW) (GP)	Menor que 5 m	1:1.5 a 1:1.8	A ser aplicados a rellenos con suficiente capacidad portante en la cimentación, no afectados por inundación.
	5 a 15 m	1:1.8 a 1:2	
Arena mal graduada (SP)	Menor que 10 m	1:1.8 a 1:2	
Masas de roca (incluyendo estéril)	Menor que 10 m	1:1.5 a 1:1.8	
	10 a 20 m	1:1.8 a 1:2	
Suelo arenoso (SM) (SC), suelos arcillosos duros y arcilla dura (arcilla aluvial, greda, etc.)	Menor que 5 m	1:1.5 a 1:1.8	
	5 a 10 m	1:1.8 a 1:2	
Suelos arcillosos blandos (VH ₂)	Menor que 5 m	1:1.8 a 1:2	

Fuente: Manual de protección de taludes, asociación de carreteras Japón, mayo 1984

Estabilidad de taludes

En los cálculos de estabilidad, el método de dovelas asume una superficie de falla circular. De acuerdo a este método, la masa de la superficie deslizante se divide en varias rebanadas de ancho apropiado. Las fuerzas actuantes y resistentes se suman respectivamente y se determina el factor de seguridad de la relación entre éstos.

La resistencia cortante del suelo se determina mediante ensayos triaxiales, de corte directo y de compresión no-confinada. Los ensayos deben ejecutarse cuidadosamente, ya que los resultados varían dependiendo del método y del operador. (Manual de protección de taludes, asociación de carreteras Japón, mayo 1984.)

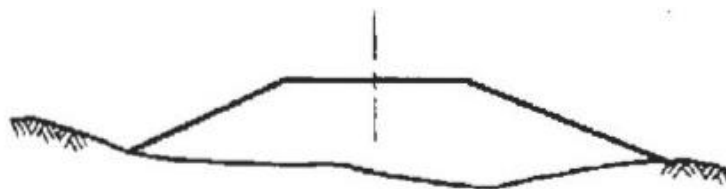
2.2.5.11 Movimiento de tierra

Uno de los objetivos del movimiento de tierras es minimizar el volumen de tierra que se requiere para el proyecto. Por lo tanto, se estima el 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 m, 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.

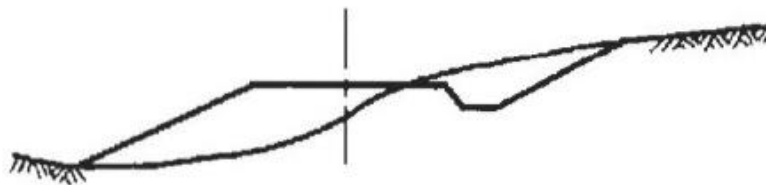
Imagen 1. Tipos de sección transversal



(a) Terraplén



(b) Corte



(c) Terraplén y corte

Fuente: Manual de la ABC “Diseño geométrico”

El 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 las distancias entre aquellas su ecuación es la siguiente:

$$V = \frac{L}{2} * (A1 + A2)$$

Donde:

V=Volumen, en m³.

A1 y A2= Áreas extremas, en m².

L= Distancias entre secciones transversales, en m.

Diagrama de curva 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 m³ desde un punto inicial arbitrario. Entonces, la diferencia de ordenadas entre dos perfiles transversales cualesquiera representan la acumulación neta de corte y 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.

2.2.6 Diseño estructural de pavimento

Hoy día de acuerdo a nuestra realidad hay variadas áreas dentro del conocimiento de los pavimentos asfálticos que se deberían revisar. Así se tiene, por ejemplo:

- Diseño estructural de pavimento flexible.
- Diseño de tratamiento superficial.
- Especificaciones técnicas de construcción.
- Métodos constructivos, etc.

De los mencionados nos centraremos en el diseño estructural de pavimento flexible, con el método AASTHO-93. Y diseño de tratamiento superficial simple.

2.2.6.1 Alternativa de pavimentos

Se realiza el análisis de dos alternativas, por tratarse del diseño de un camino tipo en desarrollo, que la misma actualmente tiene bajo volumen de tránsito.

Alternativa I: Pavimento flexible.

Los pavimentos flexibles se caracterizan por ser sistemas multicapa con las capas de mejor calidad cerca de la superficie donde las tensiones son mayores. La capa superior es de concreto asfáltico. Un pavimento flexible trabaja distribuyendo la carga hasta que llegue a un nivel aceptable para la subrasante. Por debajo de la capa de concreto asfáltico se coloca una base que puede ser de piedra partida, grava bien graduada o materiales estabilizados (con cemento, cal o asfalto).

Alternativa II: Tratamiento superficial.

Los tratamientos superficiales han sido una opción ampliamente aceptada a nivel mundial para mejorar la condición de las carreteras.

Los tratamientos superficiales, en su variante más sencilla (tratamiento superficial simple) se definen como una aplicación uniforme de un ligante asfáltico, usualmente emulsión asfáltica, cubierta por una capa uniforme de agregados de igual tamaño. Esta aplicación puede llevarse a cabo sobre pavimentos flexibles o sobre bases granulares.

(National Cooperative Highway Research Program, 2005).

Beneficios que se obtienen con la colocación de tratamiento superficial

- Permiten aumentar el coeficiente de fricción de la carretera.
- Sirven para impermeabilizar la estructura de pavimento existente, con lo cual se protegen las capas subyacentes.
- Cuando se colocan sobre superficies granulares sirven para reducir la emisión de polvo.
- Permiten disponer de una superficie uniforme.

Es importante considerar que los tratamientos superficiales no deben ser colocados sobre carreteras con algún tipo de daño estructural significativo, ya que por su espesor no realizan ningún aporte estructural al pavimento.

2.2.6.2 Pavimento flexible método AASHTO

Para el método de AASHTO la fórmula de diseño es:

$$\log_{10} W_{18} = Z_R * S_0 + 9.36 \log_{10}(SN + 1) - 0.20 + \frac{\log_{10} \left\{ \frac{\Delta PSI}{4.2 - 1.5} \right\}}{\frac{0.40 + 1094}{(SN + 1)^{5.19}}} + 2.32 \log_{10} M_R - 8.07$$

Dónde:

W_{18} = Número de cargas de ejes simples equivalentes de 18 kips (80 KN) calculadas conforme al tránsito vehicular.

Z_R = Es el valor de Z (área bajo la curva de distribución) correspondiente a la curva estandarizada para una confiabilidad R.

S_0 = Desviación estándar de todas las variables.

ΔPSI = Pérdida de serviciabilidad.

M_R = Módulo de resiliencia de la subrasante.

SN = Número estructural.

Existen dos variables que deben tomarse en cuenta y son:

- El periodo de análisis.
- La vida útil del pavimento.

El periodo de análisis, es el tiempo total para el cual se diseña un pavimento en función de la proyección del tránsito y el tiempo que se considere apropiado para que las condiciones del entorno se comiencen a alterar desproporcionalmente.

3.Recomendación dada por el Ing. Gustavo Corredor M. Maestría en vías terrestres, Modulo III.

2.2.6.3 Periodo de análisis y de diseño

Tabla N°19 Periodos de análisis

Tipo de camino	Periodo de análisis
Gran volumen de tránsito urbano	30-50 años
Gran volumen de tránsito rural	20-50 años
Bajo volumen pavimentado	15-25 años

Fuente: Diseño de pavimentos (AASHTO -93) del IBCH

Tabla N°20 Periodo de diseño

Tipo de camino	Periodo de diseño
Gran volumen de tránsito urbano	15-20 años
Gran volumen de tránsito rural	15-20 años
Bajo volumen pavimentado	5-12 años

Fuente: (AASHTO -93) Maestría del Ing. Gustavo Corredor

2.2.6.4 Variables en función de transito

Esta variable es el número de repeticiones de ejes equivalentes de 18 kips (80KN) o ESALS. La conversión de una carga dada por eje a eje equivalente o ESALS se hace a través de los factores equivalentes de carga.

2.2.6.5 Confiabilidad

Este valor se refiere al grado de seguridad o veracidad de que el diseño de la estructura de un pavimento, puede llegar al fin de su periodo de diseño en buenas condiciones.

Tabla N°21 Niveles de confiabilidad

Niveles de confiabilidad	
Clasificación funcional	Nivel recomendado por AASHTO para carreteras (%)
Carretera interestatal o autopista	80.0 – 99.9
Red principal o federal	75.0 – 95.0
Red secundaria o estatal	75.0 – 95.0
Red rural o local	50.0 – 80.0

Fuente: Diseño de pavimentos (AASHTO -93) del IBCH

Tabla N°22 Valores de Z_R en la curva normal para diversos grados de confiabilidad

Confiabilidad ®	Valor de Z _R	Confiabilidad ®	Valor de Z _R
50	-0.000	93.00	-1.476
60	-0.253	94.00	-1.555
70	-0.524	95.00	-1.645
75	-0.674	96.00	-1.751
80	-0.841	97.00	-1.881
85	-1.037	98.00	-2.054
90	-1.282	99.00	-2.327
91	-1.340	99.90	-3.090
92	-1.405	99.99	-3.750

Fuente: Diseño de pavimentos (AASHTO -93) del IBCH

2.2.6.6 Determinación de espesores por capas

Una vez obtenido el número estructural SN para la sección estructural del pavimento, utilizando la fórmula de diseño, se requiere ahora determinar una sección multicapa que en conjunto provea de suficiente capacidad de soporte equivalente al número estructural de diseño original. Se utiliza la siguiente ecuación para obtener los espesores de cada capa, tanta capa de rodadura, capa base y capa subbase:

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

Dónde:

a₁, a₂ y a₃ = Coeficientes de capa representativos de carpeta asfáltica, base y subbase respectivamente.

D₁, D₂ y D₃ = Espesor de la carpeta, base y subbase respectivamente, en pulgadas.

m₂ y m₃ = Coeficientes de drenaje para base y subbase, respectivamente.

2.2.6.7 Capacidad del drenaje para remover la humedad

Tabla N°23 Calidad de drenaje

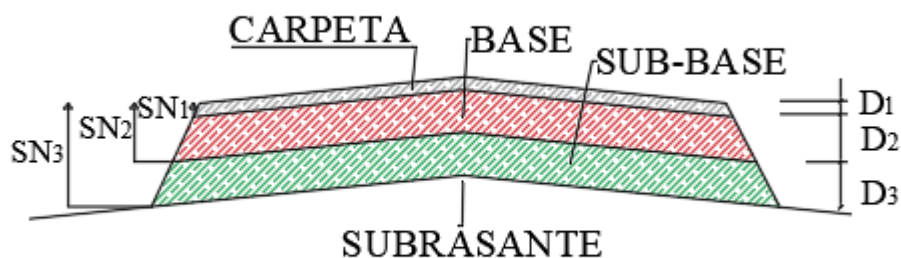
Calidad del drenaje	Agua removida en:
Excelente	2 horas
Bueno	1 día
Regular	1 semana
Pobre	1 mes
Malo	agua no drena

Fuente: Diseño de pavimentos (AASHTO -93) del IBCH

2.2.6.8 Dimensiones de espesores de las capas estructurales

El método AASHTO recomienda el empleo de la siguiente figura y ecuaciones:

Imagen 2. Esquema de espesores, método AASHTO



Fuente: Diseño de pavimentos (AASHTO -93) del IBCH

$$D * _1 \geq \frac{SN_1}{a_1}$$

$$SN * _1 = a_1 D_1 \geq SN_1$$

$$D * _2 \geq \frac{SN_2 - SN * _1}{a_2 m_2}$$

$$SN_{*1} + SN_{*2} \geq SN_2$$

$$D_{*3} \geq \frac{SN_3 - (SN_{*1} + SN_{*2})}{a_3 m_3}$$

Notas: 1). a, D, m y SN Corresponden a valores mínimos requeridos.

2). D* y SN* Representan los valores finales de diseño.

2.2.7 Diseño de drenaje

2.2.7.1 Velocidad del agua sobre la plataforma

La velocidad del agua sobre la plataforma de la carretera debe estar comprendida entre límites apropiados; ni muy baja que produzca obstrucciones por la sedimentación de materiales acarreados, y ni muy alta que produzca cualquier tipo de erosión.

En la siguiente tabla muestra valores de velocidades máximas admisibles de agua para varios tipos de superficie.

Tabla N°24 Velocidades máximas admisibles de agua

Velocidades máximas admisibles de agua.	
Tipo de superficie	Velocidad máxima (m/s)
Arena fina o limo (poca o ninguna arcilla)	0.2-0.6
Arena arcillosa dura, margas duras	0.6-0.9
Terreno parcialmente cubierto de vegetación	0.6-1.2
Arcilla, grava, pizarras blandas con cubierta	1.2-1.5
Hierba	1.2-1.8
Conglomerado, pizarras duras, rocas blandas	1.4-2.4
Mampostería, rocas duras	3-4.5*
Concreto	4.5-6*

Fuente: Drenaje de carreteras, Víctor Miguel Ponce

2.2.7.2 Cunetas

Las cunetas son zanjas longitudinales ubicadas a ambos lados de la carretera o, en su defecto, a un solo lado, revestidas o no revestidas, con el objeto de captar, conducir, y evacuar en forma adecuada los flujos de agua superficial.

Las cunetas se proyectan para todos los tramos ubicados al pie de los taludes de corte, y/o en los lugares donde se esperen flujos considerables de agua que puedan interferir con la transitabilidad de la carretera.

2.2.7.3 Bordillo

Los bordillos son elementos que interceptan y conducen el agua que por efecto del bombeo escurre sobre la plataforma de la carretera. Los bordillos descargan el agua mediante aliviaderos ubicados en sitios adecuados, con el objetivo de evitar la erosión de los taludes de terraplenes que estén conformados por material erosionable.

Los bordillos se construyen en los terraplenes mayores de 1.5 m de altura. Se emplazan en el lado exterior de la plataforma y generalmente tienen una sección trapezoidal con base inferior de 0.2 m, base superior de 0.15 m y altura de 0.40 m, sobresaliendo de la superficie de rodadura 0.15 m. Son usualmente de concreto, reforzados con varillas de construcción de 3/8" de diámetro, espaciados cada 0.20 m en forma de malla simple.

En los tramos en tangente, debe dejarse un espacio libre para la descarga del escurrimiento hacia aliviaderos ubicados a una distancia de 50 a 100 m.

2.2.7.4 Alcantarillas

Se define como alcantarilla a la estructura cuya luz sea menor a 6 m y su función es evacuar el flujo superficial proveniente de cursos naturales o artificiales que interceptan la carretera.

Se deberá verificar que la velocidad mínima del flujo dentro del conducto no produzca sedimentación que pueda incidir en una reducción de su capacidad hidráulica, recomendándose que la velocidad mínima sea igual a 0.25 m/s.

Asimismo, se debe tener muy en cuenta la velocidad de flujo a la salida de la alcantarilla, generalmente esta velocidad es mayor que la velocidad de escurrimiento en el cauce natural y debe limitarse a fin de evitar procesos de socavación del cauce aguas abajo de la estructura y no afecte su estabilidad.

El borde libre en alcantarillas es un parámetro muy importante a tomar en cuenta durante su diseño hidráulico, por ello, las alcantarillas no deben ser diseñadas para trabajar a sección llena, ya que esto incrementa su riesgo de obstrucción, afectando su

capacidad hidráulica. Se recomienda que el diseño hidráulico considere como mínimo el 25% de la altura, diámetro o flecha de la estructura.

2.2.7.5 Diseño de los elementos de drenaje

El cálculo hidráulico considerado para establecer las dimensiones mínimas de la sección para las alcantarillas, cunetas y otros elementos a proyectarse, es lo establecido por la fórmula de Robert Manning para canales abiertos y tuberías, por ser el procedimiento más utilizado y de fácil aplicación, la cual permite obtener la velocidad del flujo y caudal para una condición de régimen uniforme mediante la siguiente relación.

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

Donde:

Q = Caudal, en m³/s.

V = Velocidad del flujo, en m/s.

A = Área de la sección hidráulica, en m².

P = Perímetro mojado, en m.

R = Radio hidráulico, en m.

S = Pendiente de fondo, en m/m.

n = Coeficiente de Manning.

2.2.8 Precios unitarios y presupuesto

El análisis de precio unitario es el costo de una actividad por unidad de medida escogida. Usualmente se compone de una valoración de los materiales, la mano de obra, equipos y herramientas.

Para el cálculo del precio unitario es necesario considerar que existen dos tipos de costos en su estructura que se pueden mostrar en el cuadro y que son los:

- Costos directos.
- Costos indirectos.

Los costos directos corresponden a:

- Materiales.
- Equipo y herramienta.
- Mano de obra.

Los costos indirectos corresponden a:

- Gastos generales.
- Utilidad.
- Impuestos.

CAPÍTULO III

APLICACIÓN PRÁCTICA

3.1 Ubicación del proyecto.

El proyecto Carlaso Este- Canchones, tiene una longitud aproximada de 5.62 km, está ubicado en el departamento de Tarija, en la zona sur de Bolivia, en la provincia Cercado.

Imagen 3. Localización del tramo Carlaso Este-Canchones



Fuente: Elaboración propia

Geográficamente el proyecto está ubicado en la zona 20, UTM WGS84 sur, entre las siguientes coordenadas UTM:

Tabla N°25 Ubicación geográfica del tramo Carlaso Este-Canchones

Descripción	Comunidad	Norte	Este	Altura
Inicio del tramo	Carlaso Este	7624118.069	343680.538	2221.915
Fin del tramo	Canchones	7623667.576	348465.691	2343.499

Fuente: Elaboración propia

El tramo corresponde, a la ruta que conecta con la ruta 11, de la red fundamental, administrada por la Administradora Boliviana de Carreteras. Este tramo enlaza desde Carlaso Este, hasta Canchones.

Imagen 4. Unión del tramo Carlaso Este-Canchones con la ruta 11



Fuente: Elaboración propia

Para llegar al punto de inicio del proyecto se tiene que tomar la ruta 11 desde Tarija hasta Carlaso, como se muestra en la siguiente figura.

Imagen 5. Croquis para llegar al tramo Carlaso Este-Canchones



Fuente: Elaboración propia

3.1.1 Características generales

Las características observadas y medidas, del tramo Carlaso Este-Canchones, se muestran en la siguiente tabla:

Tabla N°26 Características observadas y medidas del tramo en estudio

Características observadas y medidas del tramo actual		
Características	Unid.	Observación/medidas
Superficie de rodado		Tierra-grava
Condición sup. Rodado		Rugoso-calamina
Longitud	km	5,8
Pendiente máxima	%	13,2
Ancho promedio de la calzada	m	4,00
Ancho de berma	m	-
Alineamiento horizontal	km	-
Alineamiento vertical	km	-
Alcantarillas	Unid.	3
Badenes	Unid.	3

Fuente: Elaboración propia

Los elementos de drenaje como ser la alcantarilla y los badenes se decide no utilizarlos debido a que no son los ideales por los siguientes:

De las alcantarillas

- No tiene el diametro correspondiente para el caudal de diseño
- No tiene la longitud correspondiente ya que el camino diseñado tendrá una plataforma de 6 metros de ancho.

De los badenes

- No es recomendable el uso de badenes para el tipo de camino que se pretende realizar a futuro, dado que el camino no será de ripio, si no que tendrá un acabado con tratamiento superficial simple.

3.2 Estudio topográfico

El estudio topográfico tiene como objetivo, representar gráficamente las características de la franja del terreno donde se emplazará el proyecto, haciendo un levantamiento topográfico, con la estación total y procesando esta información en gabinete, de tal manera que, en base a esta información, se realice el diseño geométrico del camino y otros diseños necesarios.

3.2.1 Determinación y ubicación de puntos de control

- Con la ayuda de mapas se localizó la ubicación de la zona de estudio.
- Conociendo la zona de estudio se realizó la ubicación de los puntos de control de la poligonal base, de tal manera que los mismos están en una posición que desde su posición se ha podido levantar la nube de puntos del camino de diseño objetivo.
- Al tratarse de puntos de control, estos están fijadas en la superficie siguiendo recomendaciones del colocado de puntos de control.
- Una vez fijadas los puntos de control, es momento de conocer sus posiciones en las tres dimensiones ya que al tratarse que se trabajara en coordenadas UTM, por tanto, en el primer BM se estaciono el equipo estación total para orientar respecto al norte.
- Para orientar el equipo nos apoyamos en coordenadas que nos dio el GPS, una vez colocado sobre el punto BM, de esta manera se logró conocer su posición del primer BM y de la misma manera se logró orientar el equipo estación total.

- Una vez orientada el equipo y tomando su posición sobre el primer BM, se conoce el resto de los BM y de esta manera se tiene las posiciones de los BM en las tres Ubicación de los BM sobre la imagen satelital.

Imagen 6. Nivelación del equipo de topográfico



Fuente: Elaboración propia

3.2.2 Levantamiento de la nube de puntos

Posicionando la estación en los puntos base de control, se empezó a levantar la nube de puntos de la siguiente manera:

- Se levanto los puntos de los lados externos del camino con descripción “CARRET”, ya que esta descripción sirve de mucho para el trabajo en gabinete.
- De la misma manera para los lugares como ser quebradas ríos se puso una descripción
- Y de esa manera se logra hacer el levantamiento de la nube de puntos a lo largo del camino a una distancia del eje de la carretera de aproximadamente 30m a cada lado, llevando 2 líneas tanto a lado derecho e izquierdo del camino y sobre los bordes de cortes del camino.

3.2.3 Herramientas y equipos utilizados

Equipos topográficos

- Estación total SOKKIA, del laboratorio de topografía de la U.A.J.M.S.
- GPS
- Y sus complementos como ser: prismas, trípode, cinta métrica, jalones.

Para el colocado de los BM se utilizó las siguientes herramientas: pala, cuchara de albañil, picota, valde, pincel, combo y pintura.

Y los materiales que se utilizó para hacer los mojones de los BM para anclarlos en la superficie son el cemento y el ripio.

La cuadrilla de trabajo ha sido conformada por tres alarifes y un responsable para el manejo de la estación total, entre esta cuadrilla a estado mi persona presente en todo el trabajo.

3.2.4 Resultados del trabajo

Puntos BM

Los puntos de BM están ubicados en las siguientes coordenadas UTM:

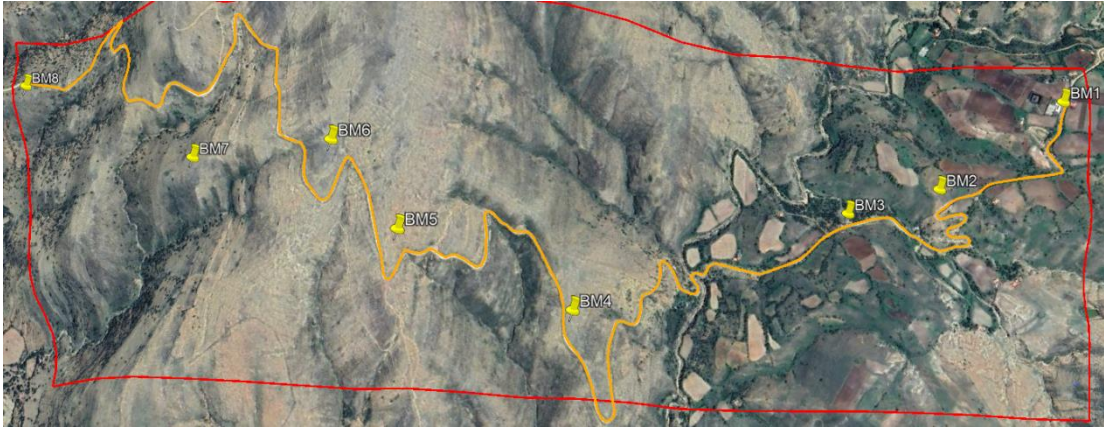
(Véase en el Anexo A.1)

Tabla N°27 Puntos de BM del tramo Carlaso Este -Canchones

NORTE	ESTE	ALTURA msnm	PUNTO
7622663.62	351429.249	2453	BM1
7622505.8	351045.505	2441.5324	BM2
7622514.35	350224.462	2405.414	BM3
7622467.14	349972.221	2459.4245	BM4
7622789.7	349551.297	2497.6341	BM5
7623034.8	349443.247	2497.8781	BM6
7623152.26	349037.681	2438.5561	BM7
7623634	348468	2353.1509	BMF

Fuente: Elaboración propia

Imagen 7. Ubicación de los BM sobre la imagen satelital

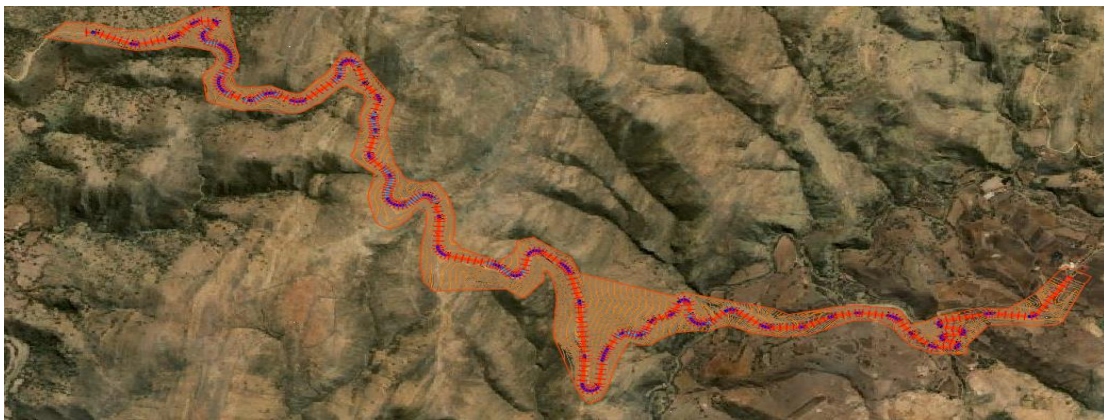


Fuente: Elaboración propia

Curvas de nivel

Las curvas de nivel son determinadas con la ayuda del AutoCAD CIVIL 3D, a partir del procesamiento de la nube de puntos. (ver plano general en anexos.)

Imagen 8. Representación de las curvas de nivel



Fuente: Elaboración propia

3.3 Estudio geotécnico

El estudio geotécnico es necesario siempre que se realicen actuaciones sobre el terreno incluyendo: desmontes, terraplenados, zanjas y cimentaciones. Es por eso que en este estudio nos centraremos a conocer las propiedades de los materiales presentes en el terreno y definir su comportamiento ante la nueva situación.

Para definir las propiedades de los materiales presentes en el terreno, nos respaldamos con el manual de ensayos de suelos y materiales del A.B.C. y para definir el comportamiento se desarrolla un análisis técnico una vez conocida las propiedades de los materiales.

3.3.1 Clasificación de suelos de la sub rasante

En base a la información obtenida durante los trabajos de campo y los resultados de los ensayos de laboratorio, se efectúa la clasificación de suelos utilizando los sistemas AASHTO.

3.3.1.1 Descripción del terreno en base al reconocimiento visual de sus propiedades

Para el reconocimiento del terreno nos respaldamos con el manual de ensayos del A.B.C. donde nos indica las diferencias entre gravas, arenas, limos y arcillas. En las gravas los granos no se apelmazan, aunque estén húmedos, son de diámetros mayor a 2 milímetros. En las arenas los granos se apelmazan si están húmedos, su tamaño esta entre 0.06 a 2 milímetros. De los limos los terrones secos tienen cohesión apreciable, pero se reducen a polvo con los dedos, su tamaño esta entre 0.002 a 0.06 milímetros. De las arcillas los terrones secos se pueden partir, pero no se pueden reducir a polvo con los dedos.

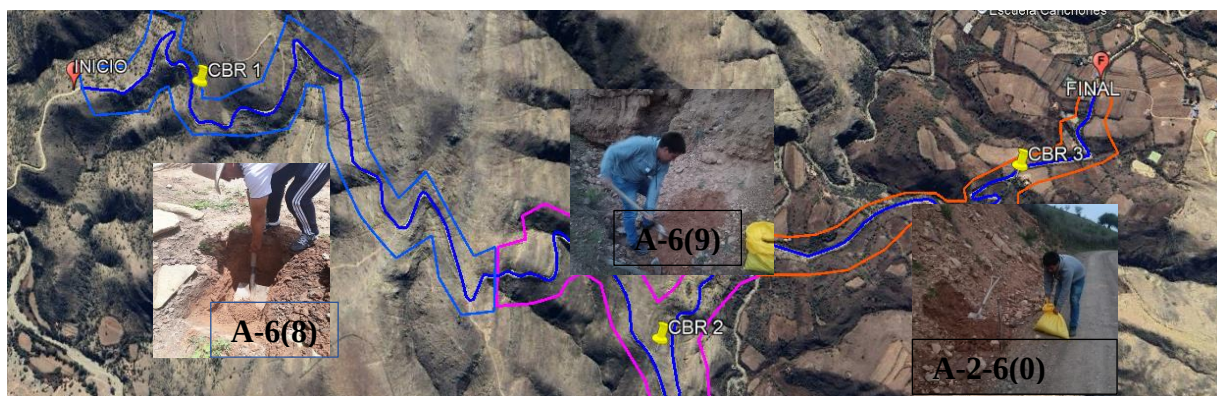
Tomando en cuenta de lo mencionado anterior el terreno es delimitado en tres tipos de suelos como se muestra en la imagen.

Imagen 9. Diferencia de tres tipos de suelos



Fuente: Elaboración propia

Imagen 10. Reconocimiento visual de tipos de suelos



Fuente: Elaboración propia

3.3.1.2 Procedimiento en el gabinete

Una vez que se recolectó las distintas muestras en las cantidades necesarias, se procedió a efectuar con cada una de ellas los siguientes ensayos de laboratorio: Ensayos de Granulometría, Límites de Atterberg, Ensayos de Densidad y Compactación y Ensayos de Capacidad Soporte CBR.

Granulometría

Una vez recolectado las muestras de suelo del respectivo proyecto en estudio se procede a realizar el estudio de granulometrías en laboratorio de suelos.

Imagen 11. Tamizado de las muestras



Fuente: Elaboración propia

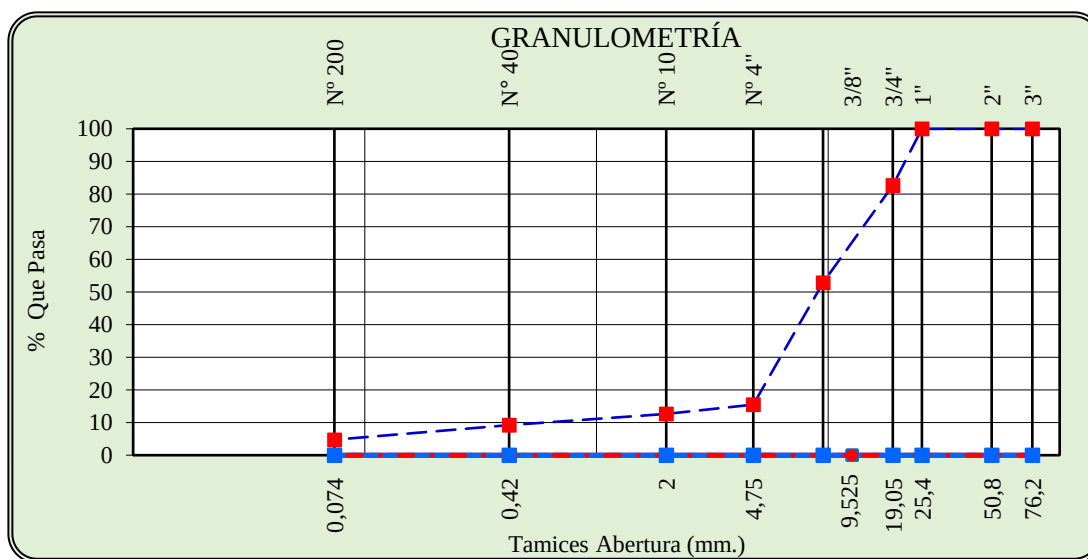
Una vez determinado el tamizado se realiza la planilla, así como se muestra en la siguiente tabla 27, luego se realiza la gráfica.

Tabla N°28 Granulometría de la muestra 3

Peso total seco (grs.)			2810,5			
Tamiz	Peso Retenido	Peso Retenido	% Retenido	% Retenido	% Que	Abertura
N°	Tamiz (grs.)	Acumulado (grs.)	Tamiz	Acumulado	Pasa	Mm.
3"	0	0	0	0	100	76,2
2"	785	0	27,93097	0	100	50,8
1"	845	0	30,06582	0	100	25,4
3/4"	487	487	17,32788	17,32788	82,67212	19,05
3/8"	838	1325	29,81676	47,14464	52,85536	9,525
4	1049	2374	37,32432	84,46896	15,53104	4,8
10	81	2455	2,882049	87,35101	12,64899	2
40	97	2552	3,451343	90,80235	9,197652	0,42
200	125	2677	4,447607	95,24996	4,750044	0,074

Fuente: Elaboración propia

Gráfica N °1 % Que pasa vs Tamiz



Fuente: Elaboración propia

Límites de Atterberg

Los suelos que poseen algo de cohesión, según su naturaleza y cantidad de agua, pueden presentar propiedades que lo incluyan en el estado sólido, semisólido, plástico o semilíquido. El contenido de agua o humedad límite al que se produce el cambio de estado varía de un suelo a otro.

Procedimiento

- Una vez obteniendo el suelo del tamiz N° 200 de donde obtenemos la arcilla de 45,79 % se procede a realizar los límites líquidos

Imagen 12. Aparato de casa grande



Fuente: Elaboración propia

- Como se puede observar en la imagen se realiza el corte en 2 la pasta en la copa de casa grande.
- para posteriormente dar la vuelta la manija y realizar el conteo respectivo.
- Realización del rollito con la palma de la mano sobre una superficie plana hasta formar un cilindro como se muestra en la imagen.

Imagen 13. Rodillo del suelo húmedo



Fuente: Elaboración propia

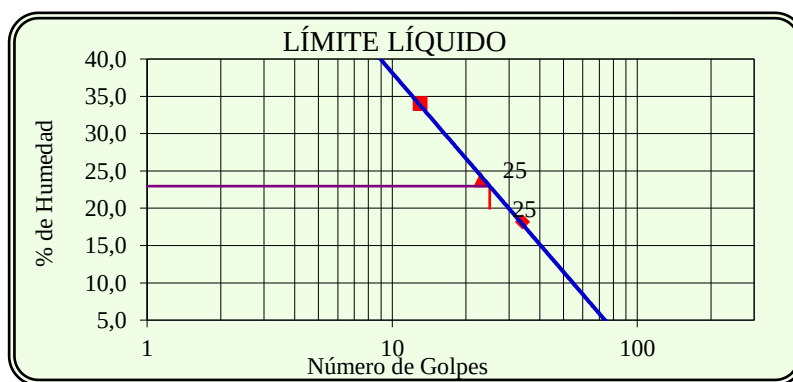
- Posteriormente se coloca al horno en 5 capsulas para determinar la humedad.
- Una vez finalizada la practica en laboratorio se procede a realizar las respectivas planillas donde obtenemos los cálculos con los datos de laboratorio.

Tabla N°29 Planilla de Limite de Atterberg (limite liquido) AASHTO T-89

N° Tara	Peso Suelo Hum.+Tara	Peso Suelo Seco+Tara	Peso Agua	Peso Tara	Peso Suelo Seco	% de hum.	N° de Golpes
1	49,87	43,00	6,87	22,00	21,00	32,71	11
2	47,80	42,00	5,80	22,00	20,00	29,00	24
3	48,1	43,15	4,95	22,00	21,15	23,40	35

Fuente: Elaboración propia

Gráfica N °2 LIMITE LIQUIDO



Fuente: elaboración propia

Tabla N°30 Planilla de limite plástico de la muestra 3

N° Tara	Peso Suelo Hum.+Tara	Peso Suelo Seco+Tara	Peso agua	Peso Tara	Peso Suelo Seco	% de hum.	
1	27,60	27,06	0,54	22,00	5,06	10,67	
2	29,15	28,01	1,14	22,00	6,01	18,97	14,82

Fuente: Elaboración propia

- obtenemos los siguientes resultados de:

Límite Líquido (LL)
27.1
Límite Plástico (LP)
14.8
Índice de plasticidad (IP)
12.2

la clasificación del suelo según la norma de AASHTO es una grava mal graduada.

AASHTO:	A-2-6₍₀₎
----------------	----------------------------

Valor Soporte California.

Mide la resistencia del suelo a la penetración de un pistón de 1935 mm² (3 pulg²) de área de una probeta de 15 cm (6 pulg.) de diámetro y 12.5 cm (5 pulg.) de altura, con una velocidad de 1.27 mm/min. (0.05 pulg. /min). La fuerza requerida para forzar el pistón dentro del suelo se mide a determinados intervalos de penetración. Estas fuerzas se comparan con las necesarias para producir iguales penetraciones en una muestra patrón que es una piedra partida bien graduada. El CBR en porcentaje y es, por definición:

Procedimientos del ensayo del CBR.

- determinación de la humedad óptima y densidad máxima de las muestras de suelo mediante el **ensayo CBR**.
- Añadir agua a una muestra de suelo para alcanzar la humedad óptima.
- Compactar la muestra en tres moldes CBR estandarizados. La muestra se compacta en 3 capas por molde siendo la energía de compactación de cada molde.
- Posteriormente se enraza el molde.
- Se sumergen los moldes en agua (en una piscina de laboratorio).
- Se toma las medidas diarias.
- Aplicar la carga sobre el pistón de penetración mediante la prensa y tomar las lecturas.

Materiales en uso para determinar el CBR

- Tamices
- Martillos de compactación
- Horno
- Balanza
- Prensa
- Molde de metal
- Disco espaciador

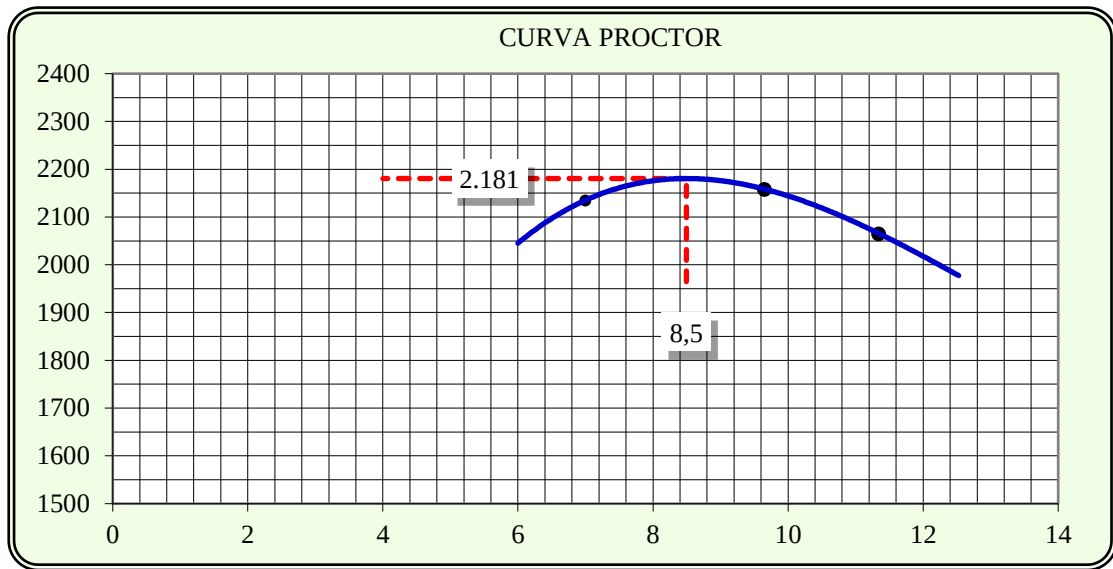
Una vez recaudado los datos de laboratorio se procede a realizar los siguientes cálculos como se muestra en la siguiente tabla.

Tabla N°31 Compactación de la muestra 3

Determinación N°	Unidad	1	2	3
N° Capas	Capas	5	5	5
N° Golpes P/Capas	Golpes	56	56	56
Peso del Molde + Suelo Húmedo	gr.	11404,0	11579,0	11437,0
Peso del Molde	gr.	6548,0	6548,0	6548,0
Peso Suelo Húmedo	gr.	4856,0	5031,0	4889,0
Volumen del Molde	cc	2126,7	2126,7	2126,7
Peso Específico Húmedo	Kg./m ³	2283,3	2365,6	2298,9
Cápsula No		1	2	3
Peso Cápsula + Suelo Húmedo	gr.	300,00	300,00	300,00
Peso Cápsula + Suelo Seco	gr.	286,00	281,00	278,00
Peso Agua	gr.	14,00	19,00	22,00
Peso Cápsula	gr.	86,00	84,00	84,00
Peso Suelo Seco	gr.	200,00	197,00	194,00
Contenido de Humedad	%	7,00	9,64	11,34
Peso Específico Seco	Kg./m ³	2134,0	2157,5	2064,7

Fuente: Elaboración propia.

Gráfica N °3 Grafica de compactación



Fuente: Elaboración propia.

Determinación de la densidad máxima y humedad optima de la muestra 1.

Densidad Máxima	2.18 gr/cm ³
Humedad Óptima	8.5 %

Posteriormente con los siguientes datos.

Muestra	LL	IP	Clasificación	H. Opt. %	D. Máx. gr/cm ³
3	27.10	12.2	A-2-6(0)	8.5	2.18

Tabla N°32 Contenido de humedad y peso unitario

Molde N°	4			5			6		
N° de Capas	5			5			5		
N° de Golpes por Capa	12			25			56		
Condición de la Muestra	Antes de Mojarse		Después de Mojarse	Antes de Mojarse		Después de Mojarse	Antes de Mojarse		Después de Mojarse
Peso Muestra Hum + Molde	11787		12075	12654		12727	12709		12932
Peso del Molde	7197		7197	7846		7846	7786		7786
Peso Muestra Húmeda	4590		4878	4808		4881	4923		5146
Volumen de la Muestra	2050,48		2050,48	2050,48		2050,48	2050,48		2050,48
Peso Unit. De la Muestra Húmeda	2,239		2,379	2,345		2,380	2,401		2,510
Muestra de Humedad del	Fondo	Superf.	2" Sup.	Fondo	Superf.	2" Sup.	Fondo	Superf.	2" Sup.
Lata N°	29		3	11		6	24		4
Peso Muestra Húm. + Lata	86,00		91,00	84,00		80,00	79,00		91,00
Peso Muestra Seca + Lata	81,00		85,00	79,00		73,00	74,63		85,00
Peso del Agua	5,00		6,00	5,00		7,00	4,37		6,00
Peso de la Lata	22,39		20,63	22,00		22,00	22,00		23,00
Peso de la Muestra Seca	58,61		64,37	57,00		73,00	52,63		62,00
Contenido de Humedad %	8,53		9,32	8,77		9,59	8,30		9,68
Promedio de Cont. de Humedad	8,53			8,77			8,30		
Peso Unit. de la Muestra Seca	2,063			2,156			2,217		

Fuente: Elaboración propia

Tabla N°33

FECHA	HORA	TIEMPO TRANSCU RRIDO DIAS	MOLDE N°1			MOLDE N°2			MOLDE N°3		
			LECTURA EXTENS.	EXPANSIÓN		LECTURA EXTENS.	EXPANSIÓN		LECTURA EXTENS.	EXPANSIÓN	
				cm.	%		cm.	%		cm.	%
5-dic-25	8:00 a.m.	0	0			0			0		
6-dic-25	8:00 a.m.	1	1,59			1,6			1,6		
7-dic-25	8:00 a.m.	2	1,63			1,63			1,63		
8-dic-25	8:00 a.m.	3	1,64			1,65			1,67		
9-dic-25	8:00 a.m.	4	1,78	1,621	14,2	1,81	1,65	14,4	1,88	1,72	15,0

Fuente: Elaboración propia

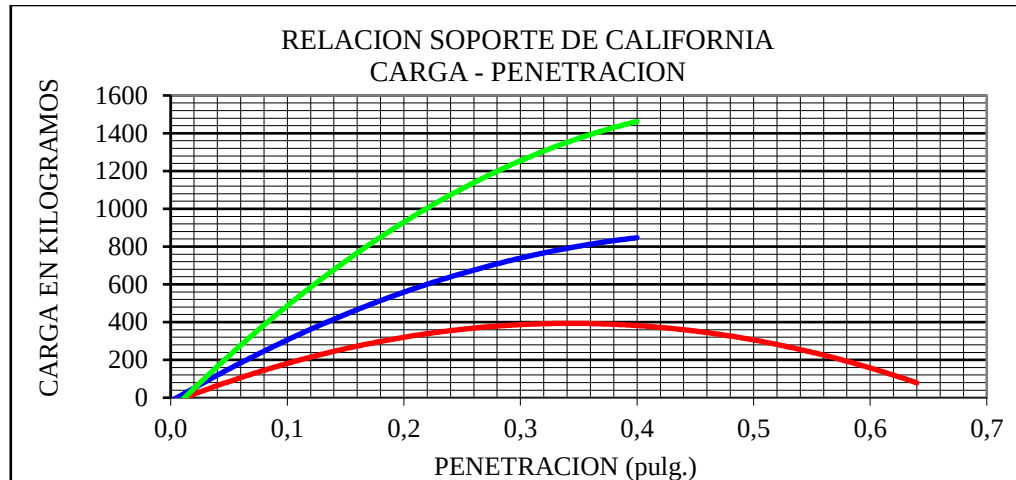
Tabla N°34 CBR

PENETRACION		Carga Normal Kg/cm2	MOLDE N°1				MOLDE N°2				MOLDE N°3			
Pulg.	cm.		Carga Ensayo		Carga Calibrada	CBR	Carga Ensayo		Carga Calibrada	CBR	Carga Ensayo		Carga Calibrada	CBR
			Dial	Kg	Kg	%	Dial	Kg	Kg	%	Dial	Kg	Kg	%
0,025	0,64			72	66,54			76,3	70,85			79	73,55	
0,050	1,27			105,3	99,91			138	132,78			172,30	167,06	
0,075	1,91			120,3	114,94			201	195,52			280,00	274,99	
0,1"	2,54			152,9	147,61	10,9		333	328,41	24,2		515,00	510,51	37,7
0,2"	5,10			315	310,07	15,3		581	576,15	28,3		992,10	988,66	48,6
0,3"	7,60			385,65	380,88			737	732,80			1254,80	1251,94	
0,4"	10,20			425,36	420,67			850	846,25			1453,90	1451,48	
0,5"	12,70			521,4	516,92			936	931,94			1581,30	1579,16	

Fuente: Elaboración propia

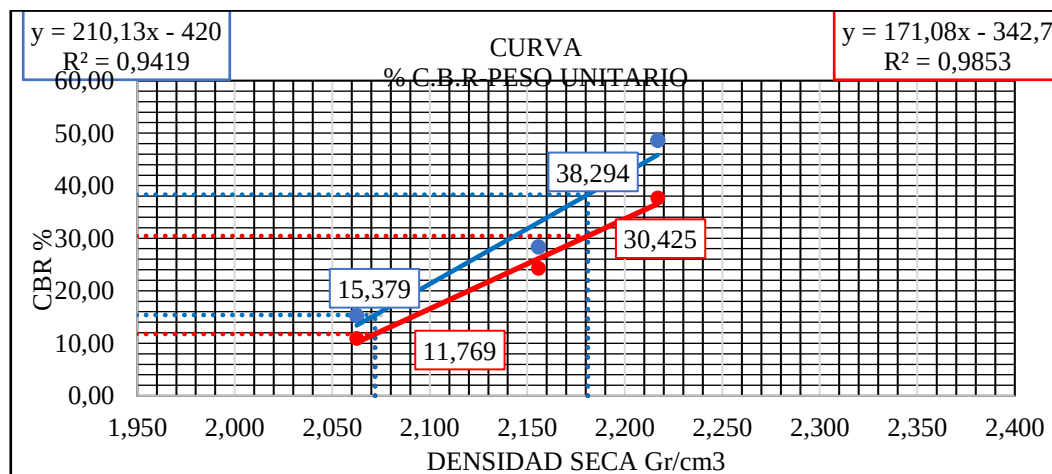
Una vez obtenido los resultados de CBR se procede a realizar la gráfica correspondiente.

Gráfica N °4 Curva de carga - penetración



Fuente: Elaboración propia

Gráfica N °5 Curva CBR-peso unitario



Fuente: Elaboración propia

Tabla N°35 Resultados de la muestra 3

Compactacion al 100%		Densidad Máx. =	2,18
Compactacion al 100%		CBR _(0,1") =	30
Compactacion al 95%		Densidad =	2,07
Compactacion al 95%		CBR _(0,1") =	12

Compactacion al 100%		Densidad Máx. =	2,18
Compactacion al 100%		CBR _(0,2") =	38
Compactacion al 95%		Densidad	2,07
Compactacion al 95%		CBR _(0,2") =	15

Fuente elaboración propia

3.3.2 Resultados de los ensayos de laboratorio

Las muestras que han sido llevado a laboratorio, son de los puntos que se muestra en la siguiente imagen:

Imagen 14. Puntos de muestras



Fuente: Elaboración propia

Las 3 muestras se clasifican a grupos de suelos como se muestra en la siguiente Tabla. Donde las muestras, están enmarcadas en las filas, de color plomo, cada uno lleva su posición de acuerdo a la progresiva donde se encuentra. Por ejemplo, en la primera fila de color plomo y columna dos, indica que se encuentra, la primera muestra M1, que está en la progresiva 7+012. (Véase en el Anexo A.2).

Tabla N°36 resultados de las 3 muestras de suelo para sub rasante

Propiedades	Muestra 1	Muestra 2	Muestra 3
Ubicación en el tramo	M1(7+012))	M2(8+137)	M3(9+263)
Límite líquido	26.5	26.5	27.1
Índice de plasticidad	13.1	16	12.2
Clasificación AASHTO	A-6(8)	A-6(9)	A-2-6(0)
Tipo de suelo	Arcilla baja plasticidad con arena	Arcilla baja plasticidad	Grava mal graduada

Fuente: Elaboración propia

Por otro lado, también es válido hacer conocer que en promedio están a distanciados de una muestra a otra, con una separación de 1125 m.

Una vez conocida la presencia de los dos tipos de suelos mencionados, se lleva a laboratorio la muestra M1, M2 y M3, con el objetivo de lograr conocer sus propiedades de compactación T-180 y sus respectivos CBR. La muestra M1 representa al tramo 7+012 a 8+137; la M2 al tramo 8+138 – 10+951; M3 al tramo 11+514 – 12+640.

3.4 Clasificación de suelos del banco de materiales.

3.4.1 Capa sub base.

la capa subbase es una capa granular fundamental en la construcción de pavimentos (carreteras, aeropuertos) que se coloca entre la subrasante (el suelo natural) y la capa base, con el objetivo de distribuir las cargas del tráfico, mejorar el drenaje, controlar la ascensión capilar del agua, y ofrecer una superficie de trabajo estable y uniforme para las capas superiores, utilizando materiales como grava y piedra triturada de menor calidad que la base, pero con buen soporte.

Los materiales a ser empleados en la capa de sub-base del pavimento deberán tener un valor mínimo de soporte de California (CBR) de 40% y expansiones menores al 1% tal como se señala en las especificaciones técnicas del proyecto, siendo normalmente, estos índices, determinados al 97% de sus densidades máximas secas determinadas por el ensayo AASHTO T-180. Los agregados empleados para este fin deberán cumplir los

parámetros de dureza, durabilidad y limpieza establecidos en las especificaciones técnicas del proyecto.

A continuación, se presentan los requerimientos mínimos que deberán cumplir los materiales de la capa sub base.

Tabla N°37 Requerimientos mínimos de material capa sub base

ENSAYOS DE CONTROL DE CALIDAD	NORMA	REQUERIMIENTO
DESGASTE DE LOS ANGELES	AASHTO T-96	40% MAX.
LIMITE LIQUIDO	AASHTO T-89	25% MAX.
INDICE PLASTICO	AASHTO T-89	6% MAX.
CBR	AASHTO T-193	40% MIN.
EXPANSION	AASHTO T-193	1% MAX.

Fuente: Elaboración propia

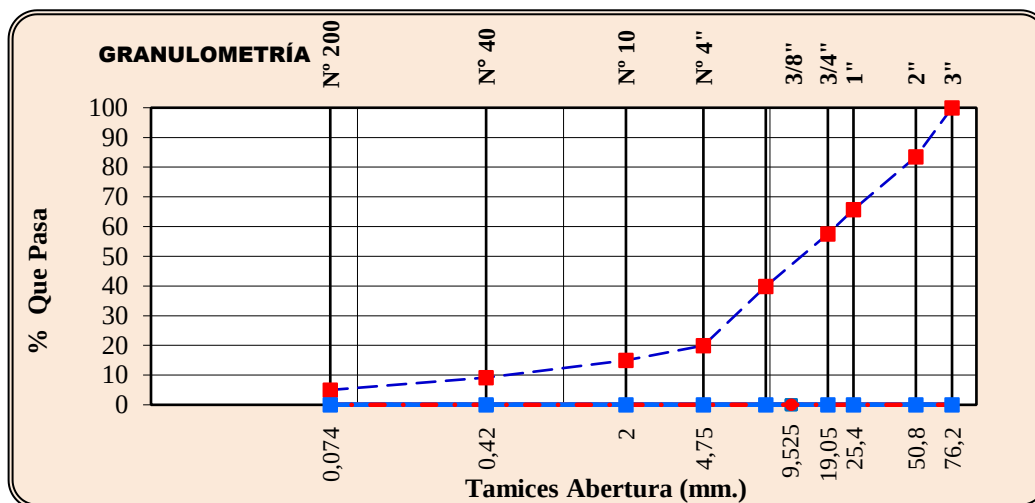
3.4.1.1 Clasificación del suelo para la capa sub base.

Tabla N°38 Granulometría del banco de material capa sub base

Peso total seco (grs.)			4750,5	Muestra pasa tamiz N° 4		
Tamiz N°	Peso Retenido Tamiz (gr)	Peso Retenido Acumulado (gr)	% Retenido Tamiz	% Retenido Acumulado	% Que pasa	Abertura mm.
3"	0	0	0,000	0	100	76,2
2"	785	785	16,525	16,525	83,475	50,8
1"	845	1630	17,788	34,312	65,688	25,4
3/4"	387	2017	8,147	42,459	57,541	19,05
3/8"	838	2855	17,640	60,099	39,901	9,525
4	947	3802	19,935	80,034	19,966	4,8
10	425	425	85,000	85,000	15,000	2
40	29	454	5,800	90,800	9,200	0,42
200	21	475	4,200	95,000	5	0,074

Fuente: Elaboración propia

Gráfica N °6 granulometría capa sub base



Fuente: Elaboración propia

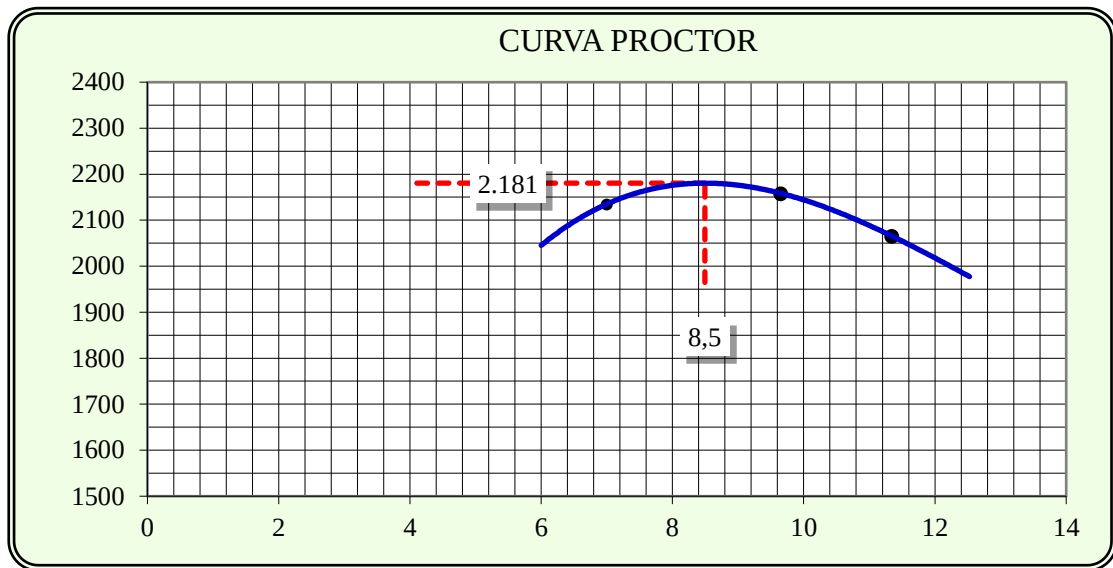
El tipo de material grnular para la capa sub base es de:

Grava bien graduada con limo GW GM

AASHTO A-1a (o)

Determinación N°	Unidad	1	2	3
N° Capas	Capas	5	5	5
N° Golpes P/Capas	Golpes	56	56	56
Peso del Molde + Suelo Húmedo	gr.	11404,0	11579,0	11437,0
Peso del Molde	gr.	6548,0	6548,0	6548,0
Peso Suelo Húmedo	gr.	4856,0	5031,0	4889,0
Volumen del Molde	cc	2126,7	2126,7	2126,7
Peso Específico Húmedo	Kg./m ³	2283,3	2365,6	2298,9
Cápsula No		1	2	3
Peso Cápsula + Suelo Húmedo	gr.	300,00	300,00	300,00
Peso Cápsula + Suelo Seco	gr.	286,00	281,00	278,00
Peso Agua	gr.	14,00	19,00	22,00
Peso Cápsula	gr.	86,00	84,00	84,00
Peso Suelo Seco	gr.	200,00	197,00	194,00
Contenido de Humedad	%	7,00	9,64	11,34
Peso Específico Seco	Kg./m ³	2134,0	2157,5	2064,7

Gráfica N °7 Compactación de la muestra capa sub base



Fuente: Elaboración propia

Densidad máxima=2181 kg/m³

Humedad optima=8.5%

Tabla N°39 Contenido de humedad y peso unitario.

	4			5			6		
Nº de Capas	5			5			5		
Nº de Golpes por Capa	12			25			56		
Condición de la Muestra	Antes de Mojarse		Después de Mojarse	Antes de Mojarse		Después de Mojarse	Antes de Mojarse		Después de Mojarse
Peso Muestra Hum + Molde	12905		12974	12001		12098	12198		12374
Peso del Molde	8417		8417	7462		7462	7451		7451
Peso Muestra Húmeda	4488		4557	4539		4636	4747		4923
Volumen de la Muestra	2050,48		2050,48	2050,48		2050,48	2050,48		2050,48
Peso Unit. De la Muestra Húmeda	2,189		2,222	2,214		2,261	2,315		2,401
Muestra de Humedad del	Fondo	Superf.	2" Sup.	Fondo	Superf.	2" Sup.	Fondo	Superf.	2" Sup.
Lata Nº	29		3	11		6	24		4
Peso Muestra Húm. + Lata	29		3	11		6	24		4
Peso Muestra Seca + Lata	86,00		91,00	84,00		80,00	79,00		91,00
Peso del Agua	81,00		84,54	79,00		72,00	74,52		83,21
Peso de la Lata	5,00		6,46	5,00		8,00	4,48		7,79
Peso de la Muestra Seca	22,39		20,63	22,00		22,00	22,00		23,00
Contenido de Humedad %	58,61		63,91	57,00		72,00	52,52		60,21
Promedio de Cont. de Humedad	8,53		10,11	8,77		11,11	8,53		12,94
Peso Unit. de la Muestra Seca	2,017			2,035			2,133		

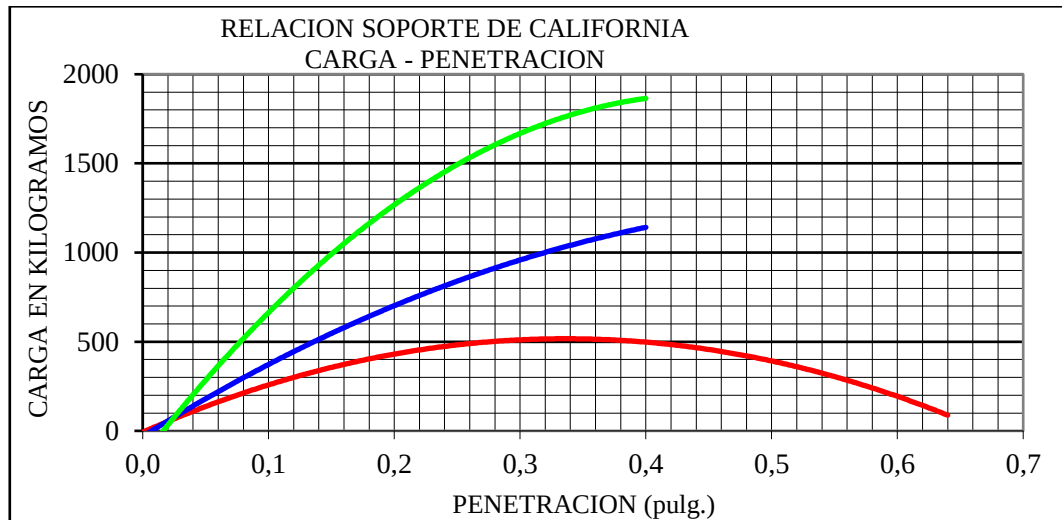
Fuente: Elaboración propia

Tabla N°40 CBR de la muestra de la capa sub base

PENETRACION		Carga Normal Kg/cm2	MOLDE N°1				MOLDE N°2				MOLDE N°3			
Pulg.	cm.		Carga Ensayo		Carga Calibrada	CBR	Carga Ensayo		Carga Calibrada	CBR	Carga Ensayo		Carga Calibrada	CBR
			Dial	Kg	Kg	%	Dial	Kg	Kg	%	Dial	Kg	Kg	%
0,025	0,64			72	66,54			76,3	70,85			79	73,55	
0,050	1,27			135,6	130,28			138,1	132,78			172,30	167,06	
0,075	1,91			221,84	216,71			291,2	286,22			380,12	375,33	
0,1"	2,54			298,63	293,66	21,7		374,21	369,41	27,3		619,40	615,14	45,4
0,2"	5,10			341,74	336,87	16,6		745,6	741,62	36,5		1456,12	1453,70	71,5
0,3"	7,60			484,12	479,56			936,2	932,64			1624,89	1622,84	
0,4"	10,20			596	591,69			1150	1146,92			1853,60	1852,06	
0,5"	12,70			687,96	683,85			1387,3	1384,73			1897,23	1895,78	

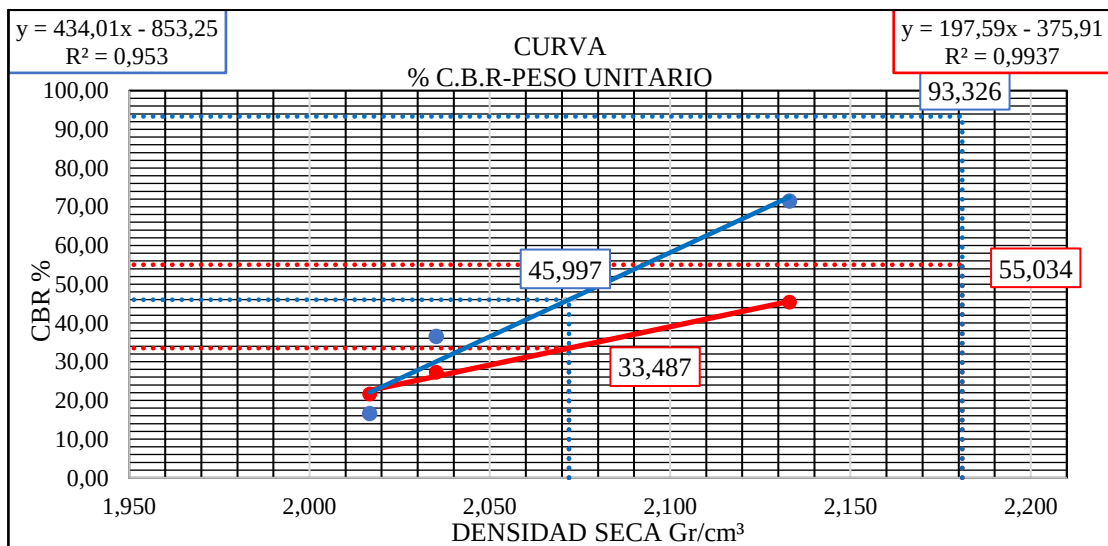
Fuente: Elaboración propia

Gráfica N °8 Grafica de los ensayos de CBR



Fuente: Elaboración propia.

Gráfica N °9 CBR vs peso unitario



Fuente: Elaboración propia

Compactacion al 100%	Densidad Máx. =	2,2
Compactacion al 100%	CBR (0,2") =	93
Compactacion al 95%	Densidad	2,1
Compactacion al 95%	CBR (0,2") =	46

Tabla N°41 Ensayo de desgaste de los ángeles

PASADO	RETENIDO	CANTTIDAD Gr.
1 1/2"	1"	1250
1"	3/4"	1250
3/4"	1/2"	1250
1/2"	3/8"	1250

Fuente: Elaboración propia

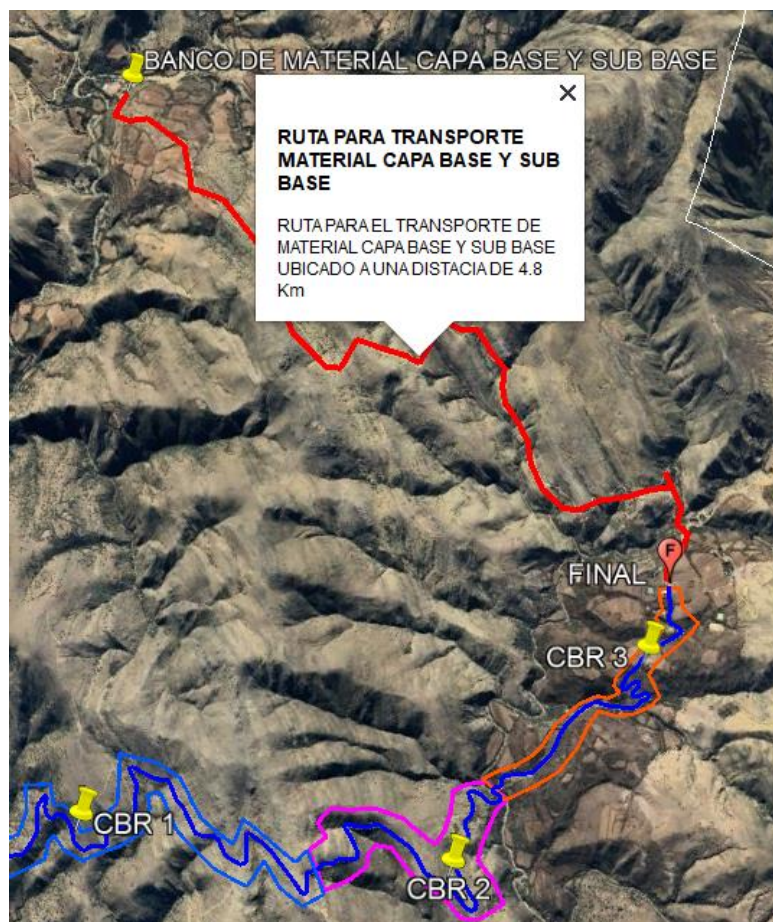
cantidad total de material tomado = 5000 gr.

retenido tamiz de corte N° 12 (1,7mm) = 3363 gr.

diferencia = 1637 gr.

desgaste = 32.74% Cumple con lo máximo que debería ser 40%

Imagen 15. ubicación del bando de material capa base y sub base



Fuente: Elaboración propia

3.4.2 Capa Base.

La capa de base se define como la capa de una estructura de pavimento que soporta las cargas verticales de la capa asfáltica y las distribuye hacia la subbase o subrasante. Se puede clasificar en bases semirrígidas y flexibles, cada una con propiedades de material y características de rendimiento distintas.

El presente proyecto considera el material de capa base que requiere el valor de CBR igual o superior a 80%, correspondientes al 100% de su densidad máxima seca según el ensayo AASHTO T-180 y la expansión deberá ser de 0.5 % máximo, siendo estos índices determinados por el ensayo AASHTO T-193, asimismo el 50 % de las partículas retenidas en el tamiz No. 4 presenten al menos una cara fracturada.

Los materiales para base granular sólo provendrán de los yacimientos autorizados y será obligatorio el empleo de un agregado que contenga una fracción producto de trituración mecánica. Las partículas de los agregados serán duras, resistentes y durables, sin exceso de partículas planas y/o alargadas, blandas o desintegrables y sin materia orgánica, terrones de arcilla u otras sustancias perjudiciales.

A continuación, se presentan los requerimientos mínimos que deberán cumplir los materiales de la capa base.

Tabla N°42 Requerimiento mínimo capa base

Ensayos de control de calidad	Norma	Requerimiento
desgaste de los angeles	AASHTO T-96	40% max.
limite liquido	AASHTO T-89	25% max.
Indice plastico	AASHTO T-89	6% max.
Expansion	AASHTO T-193	0,5% max.

Fuente: Manual de la ABC

Nota: los mismos ensayos realizados en la capa sub base se realizaron para capa base ver anexo A2 (Estudio Geotécnico).

3.5 Estudio hidrológico

La aplicación de los sistemas de información geográfica como el ArcGis 10.2, el WMS 11.0 y el Modelo de Simulación Hidrológica HEC-HMS permitirán hacer las estimaciones de caudales en la cuenca de estudio, el conocimiento de estos caudales permitirá diseñar obras de artes menores del camino, así mismo nos permitirá a tomar decisiones de las cotas de elevación del camio al hacer el paso por el rio principal de la cuenca.

3.5.1 Características físicas de la cuenca de aporte

En el siguiente cuadro se presentan las características físicas más importantes, las mismas que han sido estimadas sobre la base de las imágenes satelitales ASTER GEDEM procesadas en WMS 11.0.

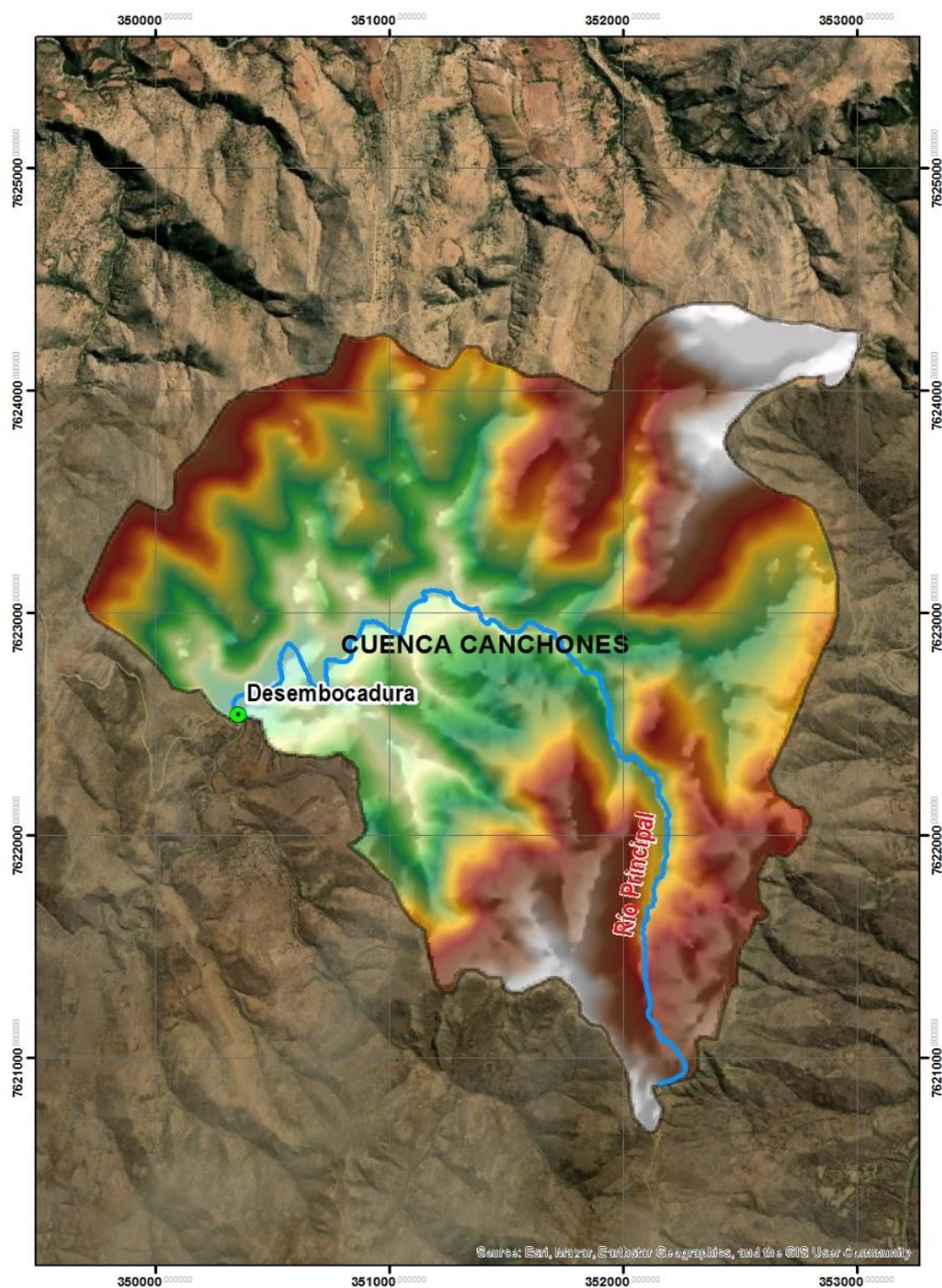
Tabla N°43 Parámetros físicos de la cuenca

Parámetros de la cuenca		
Área de la cuenca	6,85	Km ²
Perímetro de la cuenca	13,6	km
Elevación inicial del cauce mayor	2387	m.s.n.m
Elevación máxima del cauce mayor	2440,50	m.s.n.m
Elevación media de la cuenca	2501	m.s.n.m
Pendiente de la cuenca	0,048	m/m
Longitud del cauce más largo	4,83	km
Pendiente del rio principal	0,05	m/m

Fuente: Elaboración propia

En el Tabla N° 36 se presentan las características físicas más importantes de la cuenca, las mismas que han sido estimadas sobre la base de las imágenes satelitales ASTER GEDEM.

Imagen 16. Cuenca en estudio



Fuente: Elaboración propia

3.5.2 Estaciones meteorológicas

En la zona de estudio la única estación climatológica con más años de registro y más cercana al área del proyecto es la estación de Yesera Norte, la cual será la estación base para realizar el estudio hidrológico apoyada en las estaciones cercanas con la finalidad de realizar la triangulación para la construcción de los polígonos de Thiessen y las Isoyetas. Las estaciones que fueron consideradas como apoyo son las siguientes: Yesera Sud, Narváez, Cena Vit, y el de aeropuerto que se adoptan como estaciones fundamentales, dicho análisis se basa en los años de registro y la confiabilidad de la información, especialmente se analizaron los últimos años con el objetivo de uniformizar la información.

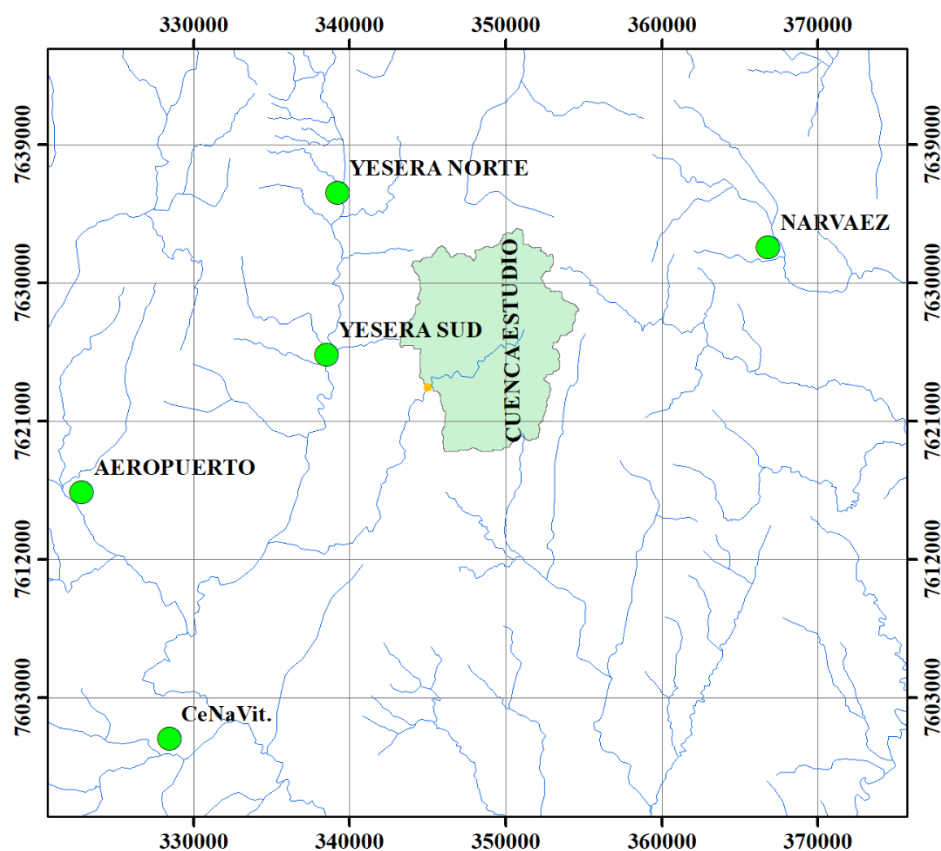
Tabla N°44 Ubicación de estaciones climatológicas

Estación	Norte	Este	Altura
Yesera Norte	7635863.468	339212.19	2277
Yesera Sud	7625338.472	338538.95	2092
Cena Vit	7600352.302	328469.42	1730
Narváez	7632329.92	366808.06	1755
Aeropuerto	7616377.672	322831.23	1849

Fuente: Senamhi, Tarija

La estación de aeropuerto es de apoyo para las pruebas de homogeneidad de las otras estaciones.

Imagen 17. Localización de las estaciones



Fuente: Senamhi, Tarija

3.5.3 Análisis de consistencia

Tal como lo señala el manual de hidrología del ABC, el primer paso que debe realizarse al efectuar alguna evaluación espacial de cualquier precipitación es verificar que el periodo de la estadística pluviométrica que se va a analizar es consistente, o sea, que la estación haya sido observada durante dicho periodo, de la misma forma, con el mismo criterio y que su instalación no haya sufrido variaciones de ningún tipo.

Para esta verificación se recomienda el método de las curvas doble acumuladas, o de doble acumulación (CDA) o método de doble masa (MDM).

Para este análisis se utilizó las estaciones de Yesera Sud, Yesera Norte, Narváez, Cena Vit y como estación patrón El Aeropuerto por la confiabilidad y calidad de la información, a continuación, se muestra un cuadro de las precipitaciones utilizadas.

A continuación, se detalla el análisis utilizando la metodología de la curva doble masa para las estaciones más cercanas a la cuenca:

$$P_{i\ acum} = P_i + P_{(i+1)\ acum}$$

Donde:

$P_{i\ acum}$ = Precipitación acumulada, en mm

P_i = Precipitación anual, en mm

$P_{(i+1)\ acum}$ = Precipitación acumulada inmediatamente anterior, en mm

Aplicando la ecuación anterior de precipitación acumulada se tiene, para las estaciones de, Yesera Norte, Yesera Sud, Narváez, Cena Vit que serán las utilizadas para el cálculo de la precipitación máxima media de la cuenca de aporte en base al Polígono de Thiessen. Del análisis de consistencia se tiene los siguientes gráficos. (ver ANEXO A.3 Estudio hidrológico)

A continuación, se muestra un cuadro resumen de las consistencias de las estaciones utilizadas en este estudio.

Tabla N°45 Resumen de análisis de consistencia

ESTACION	R ²	Resultado
Yesera Sud	0.9928	Consistente
Yesera Norte	0.9995	Consistente
Cena Vit	0.9994	Consistente
Narváez	0.9994	Consistente

Fuente: Elaboración propia

El manual de hidrología y drenaje del ABC. indica, un coeficiente igual a 1 significa una correlación perfecta, un coeficiente nulo significa que no hay ninguna correlación.

En general, se considerará aceptables o admisibles, coeficientes de correlación superiores a R= 0.7, sujetos a tests estadísticos que aseguren su representatividad.

De manera concluyente se define que las estaciones en estudio son consistentes luego del análisis de la curva doble masa, por lo tanto, para estas series de datos, se tiene registrado las precipitaciones máximas en 24 horas como se muestra en la tabla y los mismos serán sujetas a un análisis de la prueba de bondad de ajuste Kolmogórov-Smirnov.

3.5.4 Análisis de frecuencia.

En estadística, la prueba de Kolmogórov-Smirnov (también prueba K-S) es una prueba no paramétrica que se utiliza para determinar la bondad de ajuste de dos distribuciones de probabilidad entre sí.

Conviene tener en cuenta que la prueba Kolmogórov-Smirnov es más sensible a los valores cercanos a la mediana que a los extremos de la distribución.

Las fórmulas para el cálculo son:

Nombre	Formula
Media	$\bar{x} = \frac{\sum_{i=1}^n x_i}{n}$
Desviación estándar	$S_x = \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^n (x_i - \bar{x})^2}{n}}$
Coeficiente de variación	$C_v = \frac{S_x}{\bar{x}}$
Parámetro de escala	$\sigma_y = \sqrt{\ln (C_v^2 + 1)}$
Parámetro de localización	$u_y = \frac{1}{2} \ln \left(\frac{\bar{x}^2}{C_v^2 + 1} \right)$
Función de probabilidad teórica	$P_{(x \leq X)} = \frac{n_i}{n + 1}$
Variable deducida	$Z = \frac{x_i - u_y}{\sigma_y}$

Donde:

n_i = Número de orden en ordenamiento creciente.

n = Número de datos.

El test se basa en calcular el estadígrafo Δ definido como el valor máximo de la diferencia absoluta entre la función distribución acumulada empírica $P_{(x \leq X)}$ y la función distribución $F_{(x)}$ de modelo calculada para cada punto de la muestra.

$$\Delta = P_{(x \leq X)} - F_{(x)}$$

Se utilizará un nivel de confianza del 95% y nivel de significancia (α) del 5%.

Entonces para número de datos mayor a 50 tenemos:

$$\Delta_o = \frac{1.36}{\sqrt{n}}$$

Para número de datos menor a 50 el estadígrafo Δ_o , se obtiene de tablas.

Se elige el Δ de valor más alto para hacer la verificación.

$$\Delta_{max} \leq \Delta_o$$

De cumplirse la condición los datos se ajustan a la ley del modelo escogido.

Seguidamente mostramos un cuadro resumen de los ajustes a la distribución a un modelo mediante la prueba de ajuste de Kolmogórov-Smirnov.

Tabla N°46 Resumen del ajuste mediante Kolmogórov- Smirnov

Resumen del ajuste mediante Kolmogórov-Smirnov				
Distribución	Estación	$\Delta_{\max}$	De tabla Δ_o	Observación
Normal	Aeropuerto	0.1445	0.1700	Se ajusta a la ley
	Yesera Sud	0.1470	0.3206	Se ajusta a la ley
	Yesera Norte	0.1153	0.2124	Se ajusta a la ley
	Narváez	0.1077	0.2124	Se ajusta a la ley
	Cena Vit	0.1979	0.2483	Se ajusta a la ley

Resumen del ajuste mediante Kolmogórov-Smirnov				
Distribución	Estación	$\Delta_{\max}$	De tabla Δ_0	Observación
Log Normal de dos Parámetros	Aeropuerto	0.0919	0.1700	Se ajusta a la ley
	Yesera Sud	0.0922	0.3206	Se ajusta a la ley
	Yesera Norte	0.0667	0.2124	Se ajusta a la ley
	Narváez	0.1049	0.2124	Se ajusta a la ley
	Cena Vit	0.1319	0.2483	Se ajusta a la ley
Log Normal de tres Parámetros	Aeropuerto	0.0922	0.1700	Se ajusta a la ley
	Yesera Sud	0.1586	0.3206	Se ajusta a la ley
	Yesera Norte	0.0591	0.2124	Se ajusta a la ley
	Narváez	0.1390	0.2124	Se ajusta a la ley
	Cena Vit	0.0768	0.2483	Se ajusta a la ley
Gumbel	Aeropuerto	0.0790	0.1700	Se ajusta a la ley
	Yesera Sud	0.1792	0.3206	Se ajusta a la ley
	Yesera Norte	0.0656	0.2124	Se ajusta a la ley
	Narváez	0.1252	0.2124	Se ajusta a la ley
	Cena Vit	0.1374	0.2483	Se ajusta a la ley
Log Gumbel	Aeropuerto	0.1012	0.1700	Se ajusta a la ley
	Yesera Sud	0.1835	0.3206	Se ajusta a la ley
	Yesera Norte	0.0794	0.2124	Se ajusta a la ley
	Narváez	0.1755	0.2124	Se ajusta a la ley
	Cena Vit	0.0696	0.2483	Se ajusta a la ley
Gumbel	Aeropuerto	0.0790	0.1700	Mejor ajuste
Log Normal 2Pa	Yesera Sud	0.0922	0.3206	Mejor ajuste
Log Normal 3Pa	Yesera Norte	0.0591	0.2124	Mejor ajuste
Log Normal 2Pa	Narváez	0.1049	0.2124	Mejor ajuste
Log Gumbel	Cena Vit	0.0696	0.2483	Mejor ajuste

Fuente: Elaboración propia

3.5.5 Obtención de curvas IDF.

El diseño hidráulico de las obras de drenaje requiere el uso de las llamadas curvas Intensidad – Duración – Frecuencia de lluvias (IDF). Estas relaciones presentan la variación de la intensidad de la lluvia de distintas duraciones, asociadas a diferentes probabilidades de ocurrencia, siendo necesarias para estimar indirectamente el escurrimiento proveniente en función de la lluvia caída.

El cálculo de las precipitaciones máximas para periodos de retorno de cada estación se lo realiza en base a los modelos probabilísticos de mejor ajuste, siendo estos modelos: Gumbel, Log Normal dos parámetros, Log Normal tres parámetros, y Log Gumbel.

Tabla N°47 Alturas de lluvias máximas diarias para periodos de retorno

Alturas de lluvias maximas diarias h_{dT} (mm)					
Periodo de retorno (años)	Gumbel	Log Normal 2Pa	Log Normal 3Pa	Log Normal 2Pa	Log Gumbel
	Aeropuerto	Yesera Sud	Yesera Norte	Narvaez	Cena Vit
5	67.24	46.42	61.79	96.9	56.02
10	76.82	50.04	69.75	108.31	67.78
25	88.93	54.2	79.81	121.97	86.24
50	97.91	57.06	87.32	131.69	103.11
100	106.83	59.77	94.84	141.09	123.11
200	115.71	62.36	102.43	150.29	146.9

Fuente: Elaboración propia

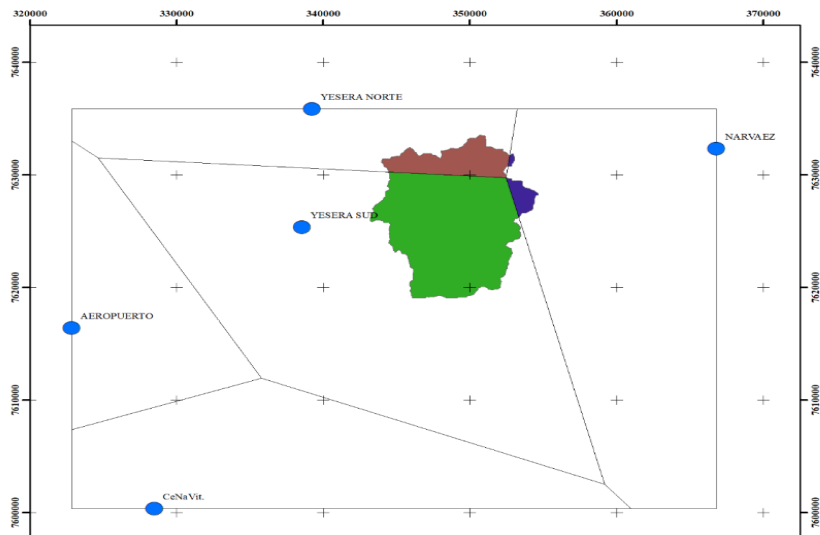
Tabla N°48 Lluvias máximas ponderadas en 24 horas

Lluvia máxima ponderada h_{dT} (mm)			h_{dT} (mm) sin ponderar
T	Método		
(Años)	Thiessen	Isoyetas	Est. Yesera Norte
5	51.0	63.9	61.79
10	55.7	77.2	69.75
25	61.2	86.6	79.81
50	65.1	94.1	87.32
100	69.0	101.7	94.84
200	72.7	109.6	102.43

Fuente: Elaboración propia

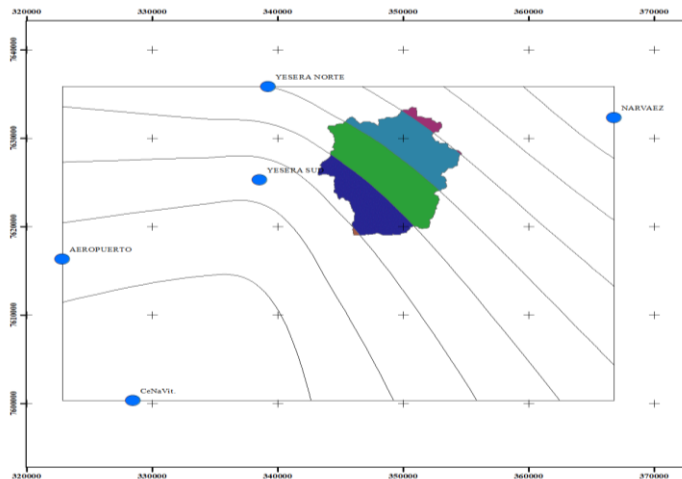
Las imágenes que se muestran a continuación resaltan el área de influencia consideradas por el método de Thiessen para la determinación de las lluvias máximas ponderadas, siendo la estación de Yesera Sud con mayor área de influencia. Por otro lado, la interpolación de alturas de precipitaciones que nos permite realizar el método de las isoyetas, toma en cuenta las cinco estaciones que encierran la cuenca

Imagen 18. Polígonos de Thiessen



Fuente: Elaboración propia

Imagen 19. Isoyetas de lluvias máximas diarias en 24 horas



Fuente: Elaboración propia

Con el objetivo de disponer de valores de las alturas de las lluvias máximas en periodos de tiempos inferiores a las diarias, donde no se dispone de registros pluviográficos; se recurre a la experiencia para la estimación, usando la ley de regresión de los valores modales, dentro del cual se conoce como un punto el valor modal de la lluvia diaria.

La fórmula es el siguiente:

$$h_{tT} = \left(\frac{t}{\alpha}\right)^{\beta} h_{dT}$$

Dónde:

t = Tiempo correspondiente a la lluvia diaria, en horas.

β = Exponente que varía de 0.2 a 0.3

El tiempo que corresponde a la lluvia diaria no es igual a 24 horas, este valor se adopta de acuerdo a la región; para este sector según estudios existentes de análisis de datos pluviográficos del sur del país, se adopta valores entre 12 y 18 horas.

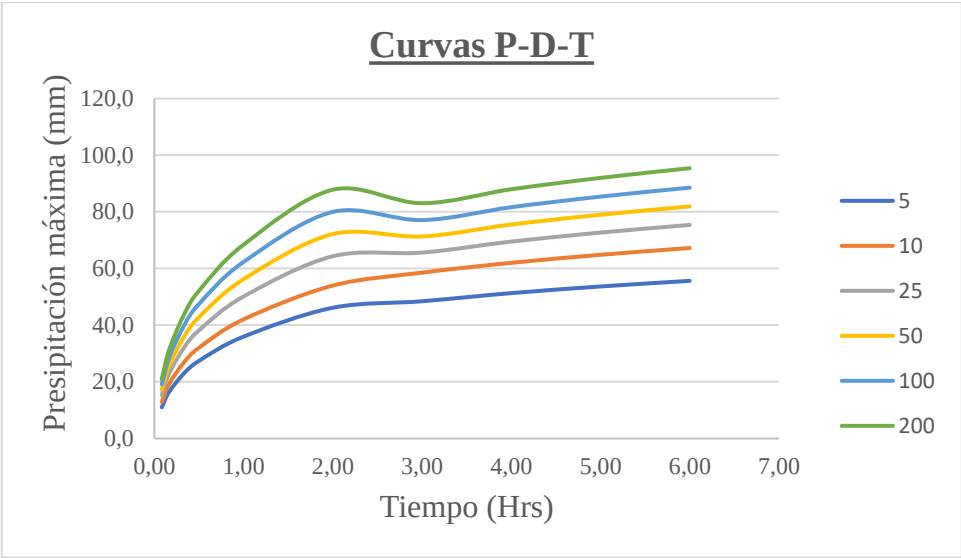
Las lluvias máximas para diferentes tiempos (t) y periodos de retorno (T) se tiene en el Tabla N°44, estas lluvias máximas se obtienen a partir de precipitaciones máximas mostradas en el Tabla N° 43 del método de isoyetas.

Tabla N°49 Alturas de lluvias máximas para diferentes periodos de retornos y duración en mm

Periodos de retorno T (años)	Periodos de duración de lluvias en horas (t)										
	0	0.08	0.17	0.33	0.5	1	2	3	4	5	6
5	0	11.0	16.5	23.0	27.4	36.0	46.2	48.4	51.3	53.7	55.6
10	0	12.9	19.3	26.9	32.0	42.1	54.0	58.5	62.0	64.8	67.2
25	0	15.4	23.0	32.1	38.2	50.1	64.3	65.6	69.5	72.7	75.4
50	0	17.2	25.8	36.0	42.8	56.2	72.2	71.3	75.5	79.0	81.9
100	0	19.1	28.6	39.9	47.5	62.3	80.0	77.1	81.6	85.4	88.5
200	0	21.0	31.4	43.8	52.1	68.4	87.8	83.1	88.0	92.0	95.4

Fuente: Elaboración propia

Gráfica N °10 Curvas precipitación-duración-frecuencia



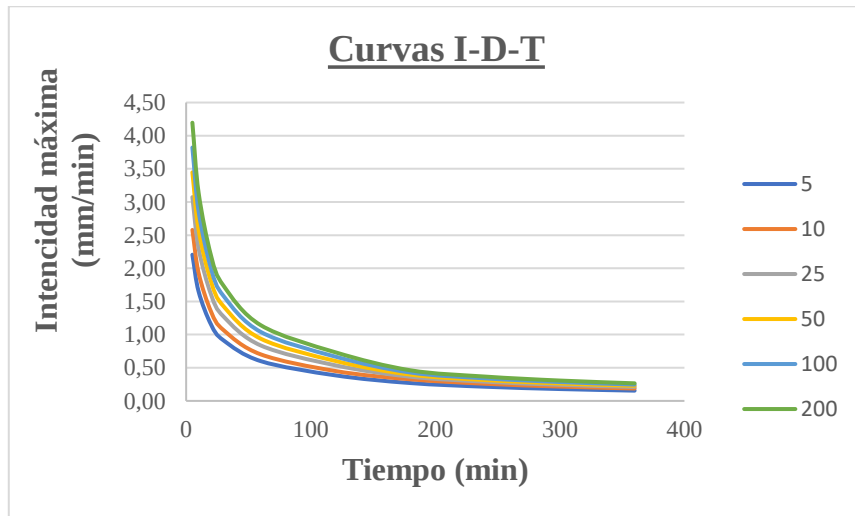
Fuente: Elaboración propia

Tabla N°50 Intensidades máximas para diferentes periodos de retornos y duración mm/min

Periodos de retorno T (años)	Periodos de duración de lluvias en (min)										
	0	5	10	20	30	60	120	180	240	300	360
5	0	2.20	1.65	1.15	0.91	0.60	0.38	0.27	0.21	0.18	0.15
10	0	2.58	1.93	1.35	1.07	0.70	0.45	0.33	0.26	0.22	0.19
25	0	3.07	2.30	1.60	1.27	0.84	0.54	0.36	0.29	0.24	0.21
50	0	3.45	2.58	1.80	1.43	0.94	0.60	0.40	0.31	0.26	0.23
100	0	3.82	2.86	1.99	1.58	1.04	0.67	0.43	0.34	0.28	0.25
200	0	4.20	3.14	2.19	1.74	1.14	0.73	0.46	0.37	0.31	0.27

Fuente: Elaboración propia

Gráfica N °11 Curvas Intensidad- Duración- Frecuencia “IDF”



Fuente: Elaboración propia

Las curvas intensidad – duracion – frecuencia, tambien pueden expresarse como ecuaciones con el fin de evitar la lectura de la intensidad de lluvia de diseño en una grafica.

Para obtener la ecuación general de las curvas IDF. se eligió la ecuación propuesta por Bernard y Yarnell (1932), definida de la siguiente forma:

$$I = \frac{KT^m}{D^n}$$

Donde:

I = Es la intensidad de precipitación, en mm/min.

T = Es el periodo de retorno, en años.

D = Es la duración de precipitación, en min.

k, m, n = son las constantes que se deben calcular mediante análisis de regresión.

La ecuacion general obtenida en base al Tabla N° 45 y a un analisis de regresion es el siguiente:

$$I = \frac{6.053624004T^{0.159698022}}{D^{0.645718151}}$$

Donde:

I = Es la intensidad de precipitación, en mm/min.

T = Es el periodo de retorno, en años.

D = Es la duración de precipitación, en min.

Las estadísticas de la regresión para obtener la ecuación es el siguiente:

Estadísticas de la regresión	
Coeficiente de correlación múltiple	0.9937714
Coeficiente de determinación R ²	0.9875815
R ² ajustado	0.9871458

Tabla N°51 Caudal maximo

Caudal Maximo (m3/s)						
Metodo utilizado	Periodo de retorno (T)					200
	5	10	25	50	100	
Kuichling				268.5		
Dickens				230.52		
Gauguillet				174.98		
Metodo racional	198.75	222.01	256.99	287.07	320.68	358.21
Hidrograma triangular	125.78	152.38	169.31	183.83	200.76	215.27
Numero de curva	128.76	184.22	221.68	254.87	294.63	329.49
Adoptado	151.09	186.20	216.00	233.30	272.02	300.99

Fuente: Elaboración propia

3.6 Estudio de trafico

3.6.1 Información de tráfico obtenida en campo

En el campo se logró conocer que por la ruta transitan diferentes tipos de vehículos, siendo estos los que se indican en tabla N°46

El aforo se realizó en veintiocho días seguidos donde se registra que transitan en mayor cantidad vehículos pequeños, luego viene los vehículos tipo camioneta y por ultimo y en menor cantidad de tránsito el camión mediano y camión grande de 2 ejes. También es importante hacer conocer que los datos aforados corresponden a vehículos que transitan en ambos sentidos.

Tabla N°52 Aforo de camino Carlaso Este- Canchones

Aforo, camino Carlaso Este-Canchones					
Fecha de aforo	Tipo de vehículo				
	Automóvil, vagoneta	Camioneta	Camión mediano	C2 Camión grande 2 ejes	Total
7/12/2020	15	8			23
8/12/2020	17	6			23
9/12/2020	19	7			26
10/12/2020	13	7	3		23
11/12/2020	16	17			33
12/12/2020	15	7			22
13/12/2020	16	1		2	19
14/12/2020	15	3			18
15/12/2020	16	5			21
16/12/2020	14	4			18
17/12/2020	11	3			14
18/12/2020	16	4	1		21
19/12/2020	17	2	1		20
20/12/2020	13	2	3		18
21/12/2020	16	4	1	4	25
22/12/2020	18	3	1		22
23/12/2020	17	3	1		21
24/12/2020	15	2	4		21
25/12/2020	15	2			17
26/12/2020	14	2	1		17
27/12/2020	24	2	1		27
28/12/2020	15	5			20
29/12/2020	12	4	1	3	20
30/12/2020	13	6			19

Aforo, camino Carlaso Este-Canchones					
Fecha de aforo	Tipo de vehículo				
	Automóvil, vagoneta	Camioneta	Camión mediano	C2 Camión grande 2 ejes	Total
31/12/2020	12	7			19
1/1/2021	12	4			16
2/1/2021	11	7	1		19
3/1/2021	13	3			16
Total: TPD	15	5	2	3	25

Fuente: Elaboración propia

3.6.2 Trafico promedio diario futuro

El proyecto de caminos nuevos o el mejoramiento de las existentes no deben basarse solamente en las características del volumen del tráfico actual, sino que se debe tomar en cuenta el incremento en años futuros. De esta manera el volumen de proyecto ha de corresponder al del año escogido para proyectar.

Tabla N°53 Trafico diario de diseño

Tráfico promedio diario proyectado					
Año	Tipo de vehículo				
	Automóvil	Camioneta	Camión mediano	Camión grande 2E	Total
2021	15	5	2	3	22
2022	17	6	3	4	30
2023	19	7	3	4	33
2024	20	7	3	4	34
2025	22	8	3	5	38

Tráfico promedio diario proyectado					
Año	Tipo de vehículo				
	Automóvil	Camioneta	Camión mediano	Camión grande 2E	Total
2026	24	8	4	5	41
2027	26	9	4	6	45
2028	29	10	4	6	49
2029	32	11	5	7	55
2030	35	12	5	7	59
2031	38	13	6	8	65
2032	42	14	6	9	71
2033	46	16	7	10	79
2034	50	17	7	10	84
2035	55	19	8	11	93
2036	60	20	8	12	100
2037	66	22	9	14	111
2038	72	24	10	15	121
2039	79	27	11	16	133
2040	86	29	12	18	145
2041	94	32	13	19	158
2042	103	35	14	21	173
2043	113	38	16	23	190
2044	124	42	17	25	208
2045	136	46	19	28	229
2046	149	50	20	30	249

Fuente: Elaboración propia

Considerando que, una vez culminada el diseño del camino, el camino será construida, culminada y puesta en servicio el año 2026. Por otro lado, el periodo de diseño es de 10 años, entonces el TPD deberá de ser proyectada hasta el año 2036.

Con fines de tener información referente al tráfico, se proyecta hasta el año 2046, es decir 20 años. Pero el diseño del paquete estructural, se mantiene con 10 años.

3.7 Propuesta de diseño

3.7.1 Propuesta de diseño geométrico

El diseño en planta y diseño vertical están relacionados entre sí ya que solo al mover la rasante o el eje horizontal en pequeñas dimensiones es posible fijar su posición de los mismos desde el punto de vista más óptimo que así lo consideremos. (Ver ANEXO A.4 diseño geométrico)

3.7.1.1 Diseño planimétrico

El diseño planimétrico se logra establecer con la ayuda del AutoCAD Civil 3D el resultado del mismo es después de realizar ajustes correspondientes tanto en el diseño en planta y diseño vertical, con miras de reducir a lo máximo volúmenes en la etapa de movimiento de tierras.

Imagen 20. Alineamiento horizontal



Fuente: Elaboración propia

3.7.1.2 Elementos de alineamiento horizontal

Los elementos del alineamiento horizontal se muestran en el siguiente cuadro, siendo resultados de considerar todos los criterios de diseño geométrico. El manejo del programa de AutoCAD Civil 3D es muy importante ya que por medio de esta herramienta ha sido posible realizar el alineamiento horizontal y de esta manera conocer las magnitudes de los elementos que componen.

Las correcciones de las curvas horizontales y verticales en Anexos (A05)

Alternativa I.- Alineamiento horizontal

Tabla N°54 Elementos de alineamiento horizontal Alternativa I

Curva	Deflex.	Tang.	Radio	L. C.	Ext.	PC	PI	PT
C1	23°18'28.5"	8.25	40	16.27	0.84	7+030.94	7+039.19	7+047.21
C2	36°48'44.7"	13.31	40	25.7	2.16	7+155.72	7+169.03	7+181.42
C3	34°20'42.7"	18.54	60	35.97	2.8	7+276.00	7+294.54	7+311.96
C4	43°20'01.3"	13.9	35	26.47	2.66	7+367.14	7+381.04	7+393.61
C5	148°00'30.7"	34.88	10	25.83	26.3	7+435.13	7+470.01	7+460.96
C6	87°54'04.7"	26.99	28	42.96	10.9	7+506.57	7+533.56	7+549.53
C7	86°48'33.0"	57.69	61	92.42	23	7+589.53	7+647.22	7+681.95
C8	73°41'15.8"	41.21	55	70.74	13.7	7+746.85	7+788.06	7+817.59
C9	29°20'06.8"	7.85	30	15.36	1.01	7+894.82	7+902.67	7+910.18
C10	44°25'10.6"	16.33	40	31.01	3.21	7+950.18	7+966.51	7+981.19
C11	72°53'35.4"	29.54	40	50.89	9.73	8+037.84	8+067.38	8+088.73
C12	23°07'30.2"	8.18	40	16.14	0.83	8+219.94	8+228.12	8+236.08
C13	126°10'32.5"	49.25	25	55.05	30.2	8+274.08	8+323.34	8+329.14
C14	23°03'53.6"	7.14	35	14.09	0.72	8+413.60	8+420.74	8+427.69
C15	56°23'19.9"	16.08	30	29.53	4.04	8+479.67	8+495.75	8+509.19
C16	9°32'06.5"	5	60	9.99	0.21	8+572.42	8+577.43	8+582.41
C17	9°33'18.8"	6.69	80	13.34	0.28	8+622.41	8+629.10	8+635.75
C18	55°16'30.9"	15.71	30	28.94	3.86	8+721.30	8+737.01	8+750.25
C19	20°48'27.8"	9.18	50	18.16	0.84	8+832.18	8+841.36	8+850.34
C20	97°45'37.6"	45.82	40	68.25	20.8	8+933.28	8+979.10	9+001.52
C21	63°45'04.0"	18.66	30	33.38	5.33	9+069.02	9+087.68	9+102.40
C22	13°15'06.8"	6.97	60	13.88	0.4	9+177.58	9+184.55	9+191.45
C23	78°27'33.9"	32.66	40	54.77	11.6	9+300.34	9+333.00	9+355.12
C24	21°30'24.9"	15.19	80	30.03	1.43	9+498.85	9+514.04	9+528.88
C25	81°13'43.7"	21.44	25	35.44	7.93	9+568.88	9+590.32	9+604.32
C26	115°54'01.1"	39.93	25	50.57	22.1	9+680.63	9+720.56	9+731.20
C27	37°48'34.7"	27.4	80	52.79	4.56	9+807.26	9+834.65	9+860.05
C28	9°57'18.1"	10.45	120	20.85	0.45	9+971.20	9+981.65	9+992.05
C29	7°09'54.8"	6.26	100	12.51	0.2	10+197.59	10+203.85	10+210.09
C30	177°12'01.4"	1023	25	77.32	998	10+315.73	11+338.80	10+393.05
C31	25°40'14.8"	29.62	130	58.25	3.33	10+496.29	10+525.91	10+554.54
C32	39°33'28.6"	8.99	25	17.26	1.57	10+619.11	10+628.10	10+636.37
C33	48°12'24.4"	11.18	25	21.03	2.39	10+672.37	10+683.56	10+693.41
C34	46°40'26.6"	10.79	25	20.37	2.23	10+744.17	10+754.95	10+764.53
C35	49°38'33.8"	11.56	25	21.66	2.54	10+808.55	10+820.11	10+830.21
C36	155°31'55.6"	69.18	15	40.72	55.8	10+871.93	10+941.11	10+912.65
C37	94°59'46.6"	38.19	35	58.03	16.8	10+976.25	11+014.44	11+034.28
C38	80°06'07.3"	21.02	25	34.95	7.66	11+110.73	11+131.75	11+145.68
C39	39°26'13.5"	17.92	50	34.42	3.11	11+238.50	11+256.42	11+272.91

Curva	Deflex.	Tang.	Radio	L. C.	Ext.	PC	PI	PT
C40	25°25'59.3"	9.03	40	17.76	1.01	11+359.95	11+368.97	11+377.70
C41	16°16'17.2"	10.01	70	19.88	0.71	11+458.56	11+468.56	11+478.44
C42	17°55'51.1"	9.47	60	18.78	0.74	11+539.98	11+549.45	11+558.76
C43	48°25'08.4"	22.48	50	42.25	4.82	11+637.51	11+659.99	11+679.76
C44	16°01'10.1"	7.04	50	13.98	0.49	11+737.88	11+744.92	11+751.86
C45	39°57'14.6"	14.54	40	27.89	2.56	11+815.18	11+829.72	11+843.07
C46	162°32'58.6"	65.16	10	28.37	55.9	11+896.16	11+961.32	11+924.53
C47	159°21'16.0"	54.9	10	27.81	45.8	11+964.76	12+019.66	11+992.57
C48	164°12'47.9"	72.13	10	28.66	62.8	12+043.47	12+115.60	12+072.13
C49	154°47'03.0"	44.71	10	27.01	35.8	12+135.94	12+180.65	12+162.95
C50	19°04'30.3"	15.12	90	29.96	1.26	12+299.66	12+314.78	12+329.62
C51	62°58'15.6"	15.31	25	27.48	4.32	12+433.21	12+448.52	12+460.69

Fuente: Elaboración propia

Alternativa II.- Alineamiento Horizontal

Tabla N°55 Elementos de curvas horizontales alternativa II

Número	Radio	Tangente	Longitud	Externa	PC/TS/CS	PT/SC/ST	PI
C1	40	8.25	16.272	0.842	7+030.936	7+047.208	7+039.186
C2	40	13.311	25.7	2.157	7+155.718	7+181.418	7+169.030
C3	60	18.542	35.966	2.8	7+275.996	7+311.963	7+294.538
C4	35	13.905	26.471	2.661	7+367.135	7+393.606	7+381.040
C5	10	34.884	25.832	26.289	7+435.127	7+460.960	7+470.011
C6	28	26.993	42.957	10.892	7+506.569	7+549.525	7+533.561
C7	61	57.694	92.421	22.962	7+589.525	7+681.947	7+647.219
C8	55	41.211	70.735	13.727	7+746.851	7+817.586	7+788.062
C9	30	7.852	15.36	1.011	7+894.820	7+910.180	7+902.672
C10	40	16.332	31.011	3.206	7+950.180	7+981.190	7+966.511
C11	40	29.541	50.889	9.726	8+037.841	8+088.730	8+067.382
C12	40	8.184	16.144	0.829	8+219.941	8+236.085	8+228.124
C13	25	49.252	55.055	30.234	8+274.085	8+329.139	8+323.337
C14	35	7.141	14.09	0.721	8+413.599	8+427.689	8+420.741
C15	30	16.082	29.525	4.039	8+479.669	8+509.194	8+495.751
C16	60	5.004	9.985	0.208	8+572.425	8+582.410	8+577.429
C17	80	6.686	13.342	0.279	8+622.410	8+635.752	8+629.096
C18	30	15.709	28.942	3.864	8+721.304	8+750.246	8+737.013
C19	50	9.18	18.158	0.836	8+832.182	8+850.340	8+841.362
C20	40	45.821	68.25	20.824	8+933.275	9+001.525	8+979.096
C21	30	18.656	33.38	5.327	9+069.023	9+102.403	9+087.678
C22	60	6.97	13.877	0.403	9+177.576	9+191.453	9+184.546
C23	40	32.658	54.775	11.638	9+300.344	9+355.119	9+333.001

Número	Radio	Tangente	Longitud	Externa	PC/TS/CS	PT/SC/ST	PI
C24	80	15.193	30.029	1.43	9+498.850	9+528.880	9+514.044
C25	25	21.438	35.443	7.933	9+568.880	9+604.322	9+590.318
C26	25	39.931	50.571	22.111	9+680.629	9+731.200	9+720.560
C27	80	27.398	52.792	4.561	9+807.255	9+860.047	9+834.653
C28	120	10.451	20.85	0.454	9+971.195	9+992.045	9+981.647
C29	100	6.261	12.506	0.196	10+197.587	10+210.092	10+203.848
C30	25	1023.074	77.318	998.379	10+315.731	10+393.049	11+338.805
C31	130	29.62	58.245	3.332	10+496.293	10+554.538	10+525.913
C32	25	8.99	17.26	1.567	10+619.111	10+636.372	10+628.102
C33	25	11.185	21.034	2.388	10+672.372	10+693.406	10+683.557
C34	25	10.786	20.365	2.227	10+744.166	10+764.531	10+754.951
C35	25	11.563	21.661	2.545	10+808.550	10+830.211	10+820.113
C36	15	69.179	40.718	55.787	10+871.935	10+912.653	10+941.114
C37	35	38.193	58.03	16.805	10+976.251	11+034.281	11+014.444
C38	25	21.015	34.951	7.66	11+110.731	11+145.682	11+131.746
C39	50	17.921	34.415	3.115	11+238.498	11+272.914	11+256.419
C40	40	9.027	17.756	1.006	11+359.947	11+377.703	11+368.974
C41	70	10.007	19.879	0.712	11+458.556	11+478.435	11+468.563
C42	60	9.466	18.777	0.742	11+539.983	11+558.760	11+549.449
C43	50	22.481	42.254	4.821	11+637.511	11+679.764	11+659.992
C44	50	7.036	13.98	0.493	11+737.882	11+751.862	11+744.918
C45	40	14.541	27.893	2.561	11+815.180	11+843.073	11+829.721
C46	10	65.159	28.37	55.922	11+896.158	11+924.528	11+961.316
C47	10	54.902	27.813	45.806	11+964.756	11+992.569	12+019.659
C48	10	72.128	28.661	62.818	12+043.470	12+072.131	12+115.597
C49	10	44.708	27.015	35.813	12+135.939	12+162.954	12+180.648
C50	90	11.253	22.39	0.701	12+303.530	12+325.920	12+314.783
C51	25	12.665	23.446	3.025	12+425.223	12+448.669	12+437.888

3.7.1.2 Diseño altimétrico

En el diseño altimétrico, se busca trazar una rasante, con el criterio de que al ser un terreno tipo montañoso se logre obtener secciones del tipo media ladera y tipo cajón. Por otro lado, siempre considerando los parámetros de diseño descritos en el anterior capítulo.

En el diseño altimétrico. llegamos a las pendientes longitudinales máximas. en el último tramo.

Alternativa I.-Alineamiento vertical

Tabla N°56 Elementos del alineamiento vertical

Estación PVI	Elevación PVI (m)	Pendiente (%)	Curva	Curva Tipo	Long. Curva (m)
7+012.00	2343.449				
7+113.00	2342.741	-0.70%	Cóncava	Parábola simétrica	27.000m
7+240.00	2351.695	7.05%	Cóncava	Parábola simétrica	30.000m
7+577.00	2391.550	11.83%	Convexa	Parábola simétrica	53.000m
8+107.00	2434.270	8.06%	Convexa	Parábola simétrica	25.000m
8+291.00	2432.051	-1.21%	Cóncava	Parábola simétrica	25.000m
8+780.00	2470.815	7.93%	Convexa	Parábola simétrica	26.000m
8+980.00	2484.299	6.74%	Convexa	Parábola simétrica	25.000m
9+079.00	2482.685	-1.63%	Cóncava	Parábola simétrica	25.000m
9+340.00	2491.112	3.23%	Convexa	Parábola simétrica	46.000m
9+503.28	2483.874	-4.43%	Convexa	Parábola simétrica	25.000m
9+709.00	2460.000	-11.60%	Cóncava	Parábola simétrica	59.000m
10+000.00	2463.505	1.20%	Convexa	Parábola simétrica	30.000m
10+109.00	2459.035	-4.10%	Convexa	Parábola simétrica	25.000m
10+228.00	2450.558	-7.12%	Cóncava	Parábola simétrica	25.000m
10+353.00	2446.295	-3.41%	Convexa	Parábola simétrica	23.000m
10+749.00	2409.229	-9.36%	Convexa	Parábola simétrica	45.000m
11+043.00	2374.070	-11.96%	Cóncava	Parábola simétrica	38.000m
11+091.00	2373.821	-0.52%	Cóncava	Parábola simétrica	32.000m
11+238.00	2389.541	10.69%	Convexa	Parábola simétrica	25.000m
11+420.00	2405.355	8.69%	Convexa	Parábola simétrica	31.000m
11+549.00	2406.937	1.23%	Convexa	Parábola simétrica	44.000m
11+751.00	2394.374	-6.22%	Cóncava	Parábola simétrica	40.000m
11+865.00	2402.269	6.93%	Cóncava	Parábola simétrica	34.000m
12+046.00	2421.298	10.51%	Convexa	Parábola simétrica	43.000m
12+280.00	2438.384	7.30%	Convexa	Parábola simétrica	29.000m
12+456.00	2435.557	-1.61%	Cóncava	Parábola simétrica	40.000m
12+640.00	2452.769	9.35%			

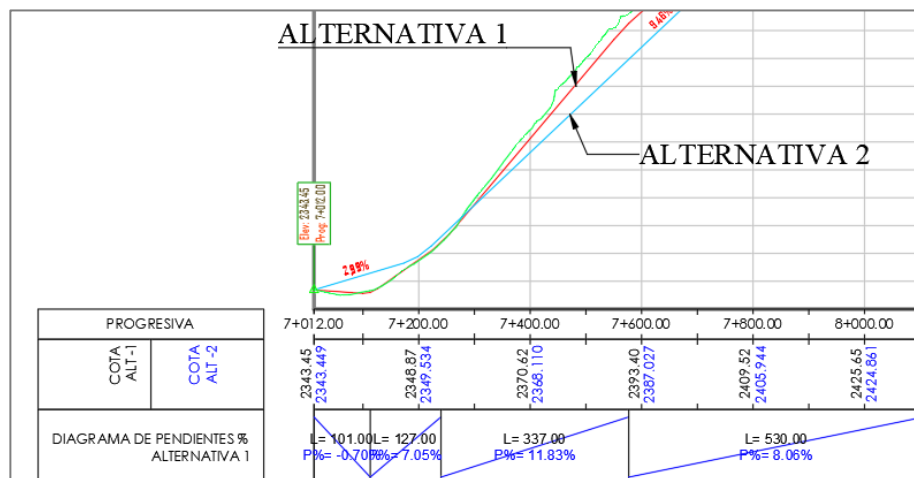
Fuente: Elaboración propia

Alternativa II.- Alineamiento Vertical

Tabla N°57 Elementos de alineamiento vertical Alternativa II

Estación PVI	PVI Elevacion	Pendiente %	Curva Tipo	Long. Curva (m)
7+012.00m	2343.449m			
7+205.59m	2350.136m	3.45%	Parabola simetrica	183.158m
8+096.61m	2433.668m	9.37%	Parabola simetrica	25.000m
8+291.00m	2432.051m	-0.83%	Parabola simetrica	25.000m
8+780.00m	2470.815m	7.93%	Parabola simetrica	26.000m
8+980.00m	2484.299m	6.74%	Parabola simetrica	25.000m
9+079.00m	2482.685m	-1.63%	Parabola simetrica	25.000m
9+340.00m	2491.112m	3.23%	Parabola simetrica	46.000m
9+503.28m	2483.874m	-4.43%	Parabola simetrica	25.000m
9+709.00m	2460.000m	-11.60%	Parabola simetrica	59.000m
10+000.00m	2463.505m	1.20%	Parabola simetrica	30.000m
10+109.00m	2459.035m	-4.10%	Parabola simetrica	25.000m
10+228.00m	2450.558m	-7.12%	Parabola simetrica	25.000m
10+353.00m	2446.295m	-3.41%	Parabola simetrica	23.000m
11+045.47m	2377.593m	-9.92%	Parabola simetrica	38.000m
11+093.47m	2377.344m	-0.52%	Parabola simetrica	32.000m
11+420.00m	2405.355m	8.58%	Parabola simetrica	31.000m
11+549.00m	2406.937m	1.23%	Parabola simetrica	44.000m
11+751.00m	2394.374m	-6.22%	Parabola simetrica	129.808m
12+046.00m	2421.298m	9.13%	Parabola simetrica	43.000m
12+280.00m	2438.384m	7.30%	Parabola simetrica	29.000m
12+448.01m	2435.557m	-1.68%	Parabola simetrica	40.000m
12+627.98m	2452.769m	9.56%		

Imagen 21. Dos Alternativas de diseño geométrico



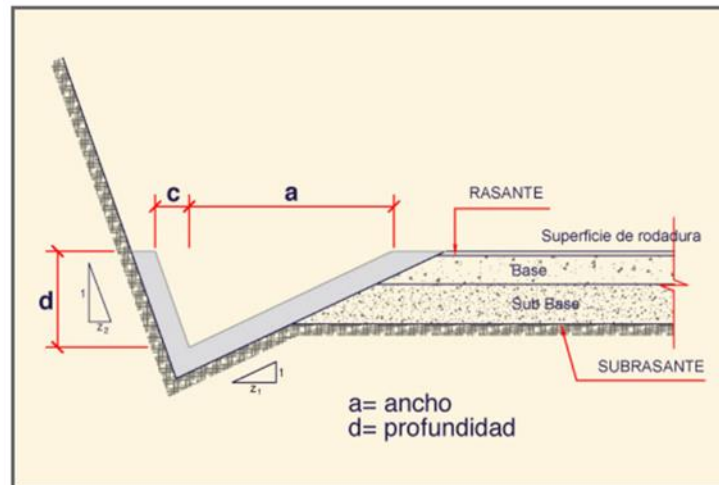
Fuente: Elaboración propia

3.7.1.3 Diseño de sección transversal

Dentro el diseño de sección transversal. se considera los parámetros de diseño. como ser: el bombeo de -2.5%. el ancho de carril para un camino en desarrollo es de 2.5 metros y una berma de 0.5 metros. conformando una calzada de 6 metros de ancho.

Para garantizar el drenaje longitudinal es necesario de las cunetas. por esto se toma decisiones que se pondrá secciones triangulares de concreto de espesor de 10 cm. con talud a lado de la calzada por condiciones de seguridad al tráfico con relación de 2H:1V. la profundidad de esta cuneta será de 0.4 m. el talud exterior de la cuneta será el mismo que el talud de corte.

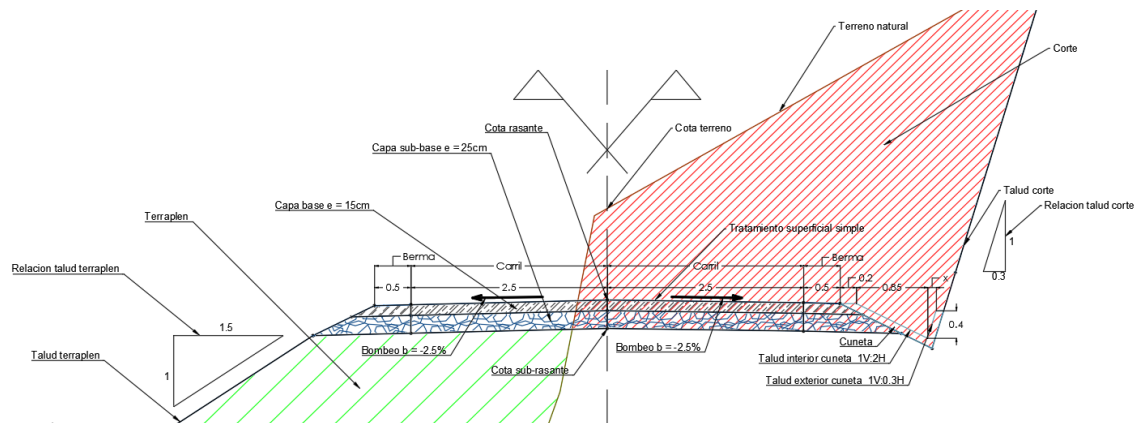
Imagen 22. Sección típica de una cuneta triangular.



Fuente: Elaboración propia

La sección transversal está conformada por: cunetas. terraplenes. cortes y las capas estructurales que son capa base y sub base. En la siguiente cuadro e imagen mostramos las dimensiones de las secciones transversales y su sección representativa.

Imagen 23. Sección transversal



Fuente: Elaboración propia

Tabla N°58 Dimensiones de sección transversal

Descripción	Parámetro
Ancho de carril	2.50 m
Ancho de berma	0.50 m
Ancho de calzada	5.00 m
Ancho de plataforma (corona)	6.00 m
Espesor de capa base	0.15 m
Espesor de capa sub base	0.25 m
Pendiente transversal	2.50%
Talud de relleno	1V: 1.5H
Talud de corte	1V: 0.3H
Talud interior de cuneta (Z1)	1V:2H
Talud exterior de cuneta (Z2)	1V:0.3H
Espesor de hormigón de cunetas	0.10 m
Ancho a (parámetro de cuneta)	0.85 m
Profundidad d (parámetro de cuneta)	0.40 m

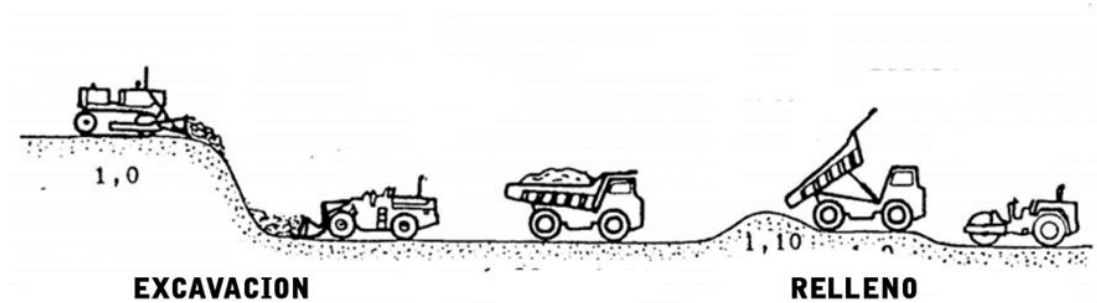
Fuente: Elaboración propia

3.7.1.4 Movimiento de tierra

Se entiende por movimiento de tierras al conjunto de actuaciones a realizarse en un terreno para la ejecución de una obra. Dicho conjunto de movimiento se desarrolla de forma mecánica y para lograr esto se desarrollará en base al diagrama curva masa, donde se define los volúmenes de corte a mover para terraplenes, y volúmenes de

descarte. Por otro, es necesario mencionar que la distancia de libre acarreo DLA se consideró de 300 m.

Imagen 24. Movimiento de tierras



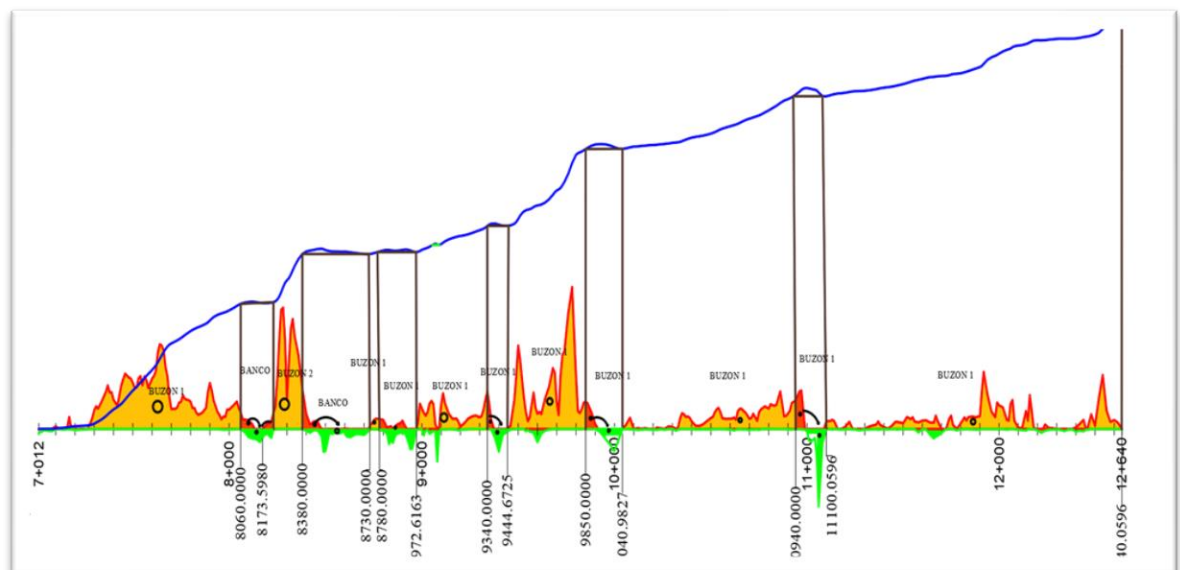
Fuente: Elaboración propia

3.7.1.5 Diagrama curva masa

Los volúmenes se muestran en anexos (movimiento de tierras). Son determinados con la ayuda del AutoCAD Civil 3D y a partir del mismo es posible determinar el diagrama curva masa como se muestra en la imagen.

Alternativa I.- Diagrama de curva masa

Imagen 25. Curva masa Alternativa I



Fuente: Elaboración propia

Al realizar movimientos de tierras resulta que el suelo natural tiende a expandirse y en terraplenes tiende a comprimirse. por tal razón al volumen de terraplén es afectado por el factor de 1.1.

La cantidad de tierra a mover es como se muestra en la siguiente tabla:

Tabla N°59 Volumen de corte y de relleno

PROGRESIVAS		CORTE	RELLENO
Inicial	Final	Volumen	Volumen
7+012	8+060	21416.1	21261.3
8+060	8+174	22268.05	22482.85
8+174	8+380	12303.2	12645.82
8+380	8+730	22223.85	22223.85
8+730	8+780	6690.35	5809.3
8+780	8+973	14882.4	15195.25
8+973	9+340	19437.6	19437.6
9+340	9+445	19437.6	19437.6
9+445	9+850	17185.685	17028.852
9+850	10+041	17878.42	17684.348
10+041	10+940	18571.155	18339.844
10+940	11+100	19263.89	18995.34
11+100	12+640	19956.625	19650.836

Fuente: Elaboración propia

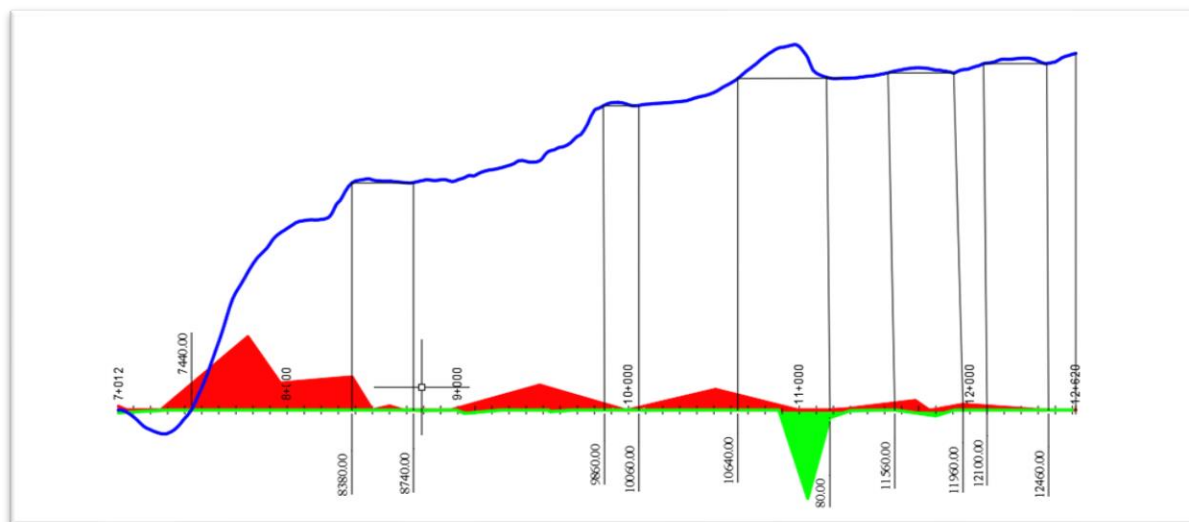
Tabla N°60 Cantidad de tierra a mover

Actividad	Unidad	Cantidad
Excavación no clasificada distancia <= 300 m	(m3)	73558.85
Conformación de terraplén con material de corte	(m3)	31180.80
Sobre acarreo para D > 300 m	(m3-km)	21189.03

Fuente: Elaboración propia

Alternativa II.- Diagrama de curva masa

Imagen 26. Curva masa Alternativa II



Fuente: Elaboración propia

3.7.1.6 Resumen de los parámetros de diseño

En resumen, los parámetros de diseño geométrico son como se muestra en el siguiente cuadro:

Tabla N°61 Parámetro de diseño

Parámetros de diseño geométrico		
Planta y vertical	Topografía	Montañoso
	Categoría de la Vía	Camino
	Clasificación funcional	Desarrollo
	Trafico promedio diario “TPD” proyectado	41 (año 2026)
	Velocidad de proyecto	30 km/hr
	Radio mínimo (curvas horizontales)	25 m
	Radio mínimo (curvas de retorno)	9.75 m
	Peralte máximo	7%
	Parámetro “A” (espirales)	$R/3 \leq A \leq R$
	Longitud de recta mínima en curvas consecutivas tipo “S”	42 m
	Longitud de recta mínima en curvas consecutivas del mismo sentido	25 m
	Coefficiente de fricción transversal	0.215

Parámetros de diseño geométrico		
	Proporción del peralte a desarrollarse en recta	0.7 de la transición de peralte
	sobreancho ($L_o/2/R$) +0.15 --- $L_o = 9.5$ ---- $30 \leq R \leq 450$ (bus corriente 12 m)	int 0.55 S ---- ext. 0.45 S
	Distancia mínima de frenado	25 m
	Longitud de arco mínima en curvas circulares horizontales para 9 grados	7 m corresponde a $V = 40$ km/hr
	Longitud de arco mínima en curvas circulares horizontales para 20 grados	16 m corresponde a $V = 40$ km/hr
	Pendiente longitudinal Máxima	12%
	Longitud mínima curvas verticales	18 m
Transversal	Ancho de Carril	2.5 m
	Ancho de bermas externas	0.5 m
	Bombeo de los carriles	2.5%
	Bombeo de las bermas	2.5%

Fuente: Elaboración propia

3.7.2 Propuesta de diseño estructural

3.7.2.1 Cálculo del número de ESALS

Con la guía AASHTO-93 nos centramos en determinar el ESALS que será utilizada para definir los espesores del paquete estructural.

Con la información de estudio de tráfico se logra determinar el número de ESALS.

Los pesos por eje. se obtienen de una base de información ya realizada por el ministerio de transporte y ley número 441 (control de pesos) para cada tipo de vehículo.

Los ESALS para el periodo de diseño. representa el número acumulado desde el momento en que la vía es abierta al tráfico. hasta el momento en que la serviciabilidad se reduce a un valor terminal.

Para el diseño de estructuras de pavimentos. es necesario estimar el número acumulado de cargas por ejes equivalentes de 80 KN (ESALS) para el de diseño.

El número total de ejes equivalentes para cada tipo de vehículo se calcula con la siguiente ecuación.

$$W_{18} = \sum_{i=2026}^{i=2036} (365 * TPD * D) * FC$$

Donde:

W18 = Número de ejes Equivalentes del vehículo.

TPD = Tráfico promedio diario de diseño correspondiente al año i.

D = Factor de distribución en dirección (0.5).

FC = Factor camión equivalente del vehículo.

Factor camión equivalente (FC)

Para el cálculo del factor camión de carga equivalente se tomó como referencia la guía AASHTO-93. donde sugiere para carreteras de bajo volumen tomar el valor del número estructural SN= 2 pulgadas y una serviciabilidad terminal $pt= 2$.

Es por esto que a partir de los pesos por eje y haciendo uso del Excel se podrá encontrar el factor de carga equivalente FCE que corresponde a cada tipo de vehículo y con esto conseguir el factor camión FC. Este procedimiento se desarrolló con la ayuda de Excel y logrando conseguir el FC.

Haciendo uso de la ecuación para el cálculo del número de ESALS se tiene el siguiente:

Tabla N°62 ESALS para pavimento flexible. para periodo de diseño. N=10 años

ESALS para pavimento flexible. para periodo de diseño N= 10 años						
Año	Tipo de vehículo				Total	Total. acumulado
	Automóvil	Camioneta	Camión	Camión		
2026	7	7	3163	2394	5572	5572
2027	8	8	3163	2873	6053	11625
2028	9	9	3163	2873	6055	17680
2029	10	10	3954	3352	7326	25006
2030	11	11	3954	3352	7328	32334
2031	12	12	4745	3831	8600	40934
2032	13	13	4745	4310	9081	50014
2033	14	14	5536	4789	10353	60368
2034	16	15	5536	4789	10356	70723
2035	17	17	6327	5268	11629	82352
2036	19	18	6327	5747	12110	94462
Total: ESALS	136	135	50612	43579	94462	

Fuente: Elaboración propia

3.7.2.2 Diseño de pavimento flexible por el método AASHTO-93

El modelo básico del método AASHTO. se resume en la siguiente ecuación:

$$\log W_{18} = Z_R \cdot S_o + 9.36 \cdot \log(SN + 1) - 0.20 + \frac{\log \frac{\Delta PSI}{4.2 - 1.5}}{0.40 + \frac{1094}{(SN + 1)^{5.19}}} + 2.32 \cdot \log M_R - 8.07$$

Los parámetros y valores necesarios para resolver la ecuación se describen en a continuación.

Para un periodo de diseño de 10 años.

Numero de ejes equivalentes $W_{18}= 94462$
 Serviciabilidad inicial. $P_o= 4.2$
 Serviciabilidad final. $P_t= 2.0$
 Diferencia serviciabilidad. $\Delta psi= 2.2$
 Nivel de confianza. $R= 70.0\%$
 Desviación normal. $Z_R= -0.524$

Desviación estándar.	So=	0.49	
Módulo resiliente de la subrasante.	M _R =	15000	psi
Numero estructural	SN=	1.62	pulg
	SN=	4.12	cm

3.7.2.3 Determinación de espesores de las capas del paquete estructural

El número estructural de soporte deberá tener un valor mayor o igual al requerido. La fórmula para determinar es el siguiente:

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

Donde:

a₁= 0.440 Coeficiente estructural carpeta asfáltica.

a₂= 0.130 Coeficiente estructural capa base.

a₃= 0.100 Coeficiente estructural capa sub base.

m₂= 1.03 Coeficiente drenaje capa base.

m₃= 0.93 Coeficiente drenaje capa sub base.

D₁= Espesor de la carpeta asfáltica.

D₂= Espesor de la capa base.

D₃= Espesor de la capa sub base.

Alternativa II: Pavimento Flexible

El numero estructural de soporte deberá tener un valor mayor o igual al requerido. La fórmula para determinar es el siguiente:

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

Donde:

a₁= 0.440 Coeficiente estructural carpeta asfáltica

a₂= 0.130 Coeficiente estructural capa base

a₃= 0.100 Coeficiente estructural capa sub base

m₂= 1.03 Coeficiente drenaje capa base

m₃= 0.93 Coeficiente drenaje capa sub base

D_1 = Espesor de la carpeta asfáltica
 D_2 = Espesor de la capa base
 D_3 = Espesor de la capa sub base

Por tanto, los espesores del pavimento flexible que tienen un numero estructural de soporte mayor al requerido es el siguiente:

Tabla N°63 Espesores de la alternativa II Pavimento Flexible

Periodo de diseño	Capa	Carlazo Este - Canchones
2026 – 2036 (n=10 años)	Carpeta asfáltica	2.5 cm
	Base triturada	15 cm
	Sub base granular	20 cm

Fuente: Elaboración Propia

$SN_1+SN_2+SN_3 = 4.96 > SN= 4.12$ Verifica

Costo por metro cuadrado. – Para hacer este análisis, partimos con los espesores determinados y con precios unitarios que nos proporcionó SEDECA-TARIJA.

Tabla N°64 Costo por metro cuadrado de la alternativa II

Capa	PU (Bs/m ³)	Espesor (m)	PU (Bs/m ²)
Carpeta asfáltica	2598.44	0.025	64.96
Imprimación			17.51
Base	156.63	0.15	23.49
Sub-base	146.53	0.2	29.31
Total			135.27

Fuente: Elaboración propia

Alternativa I.- Tratamiento superficial simple

Los tratamientos superficiales, en su variante más sencilla (tratamiento superficial simple) se definen como una aplicación uniforme de un ligante asfáltico, usualmente emulsión asfáltica, cubierta por una capa uniforme de agregados de igual tamaño. Esta aplicación puede llevarse a cabo sobre pavimentos flexibles o sobre bases granulares.

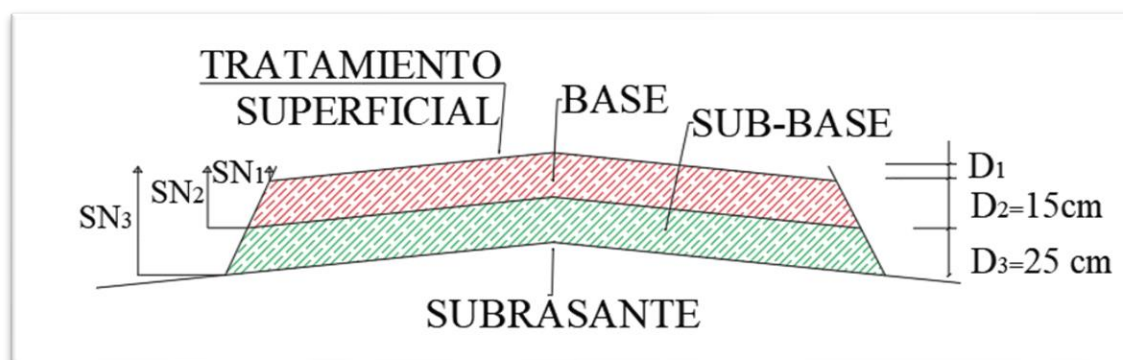
En nuestro caso consiste en aplicar el tratamiento superficial sobre la capa base. Por tanto, los espesores de capa base y sub-base con numero estructural de soporte mayor al requerido son:

Tabla N°65 Espesores de capas de tratamiento superficial simple

Periodo de diseño	Capa	Carlaso Este- Canchones
2026 – 2036 (n=10 años)	Base granular	15 cm
	Sub base granular	25 cm

Fuente: Elaboración propia

Imagen 27. Espesores de capas de tratamiento superficial simple



Fuente: Elaboración propia

Tabla N°66 Costo por metro cuadrado Alternativa I

Capa	PU (Bs/m³)	Espesor (m)	PU (Bs/m²)
Tratamiento simple			43.99
Imprimación			17.51
Base	156.63	0.15	23.49
Sub-base	146.53	0.25	36.63
		Total	121.63

Fuente: Elaboración propia

Los espesores de 15 cm de capa base y 25 cm de sub-base. Tienen un numero estructural SN = 4.33 cm. mayor que el requerido que es de 4.12 cm. Por esta razón se concluye que el paquete estructural sería la alternativa de lograr cumplir su vida útil a más de 10 años.

3.7.2.4 Diseño hidráulico

Diseño de drenaje longitudinal

Las cunetas se proyectan para todos los tramos ubicados al pie de los taludes de corte. y/o en los lugares donde se esperen flujos considerables de agua que puedan interferir con la transitabilidad de la carretera. La sección transversal puede ser triangular. trapezoidal. o rectangular; en la práctica. la cuneta triangular es la más usada.

Tabla N°67 Caudales máximos para diseños de cunetas

Caudales máximos para diseño de cunetas				
Tramo de progresiva		Lado	Área aporte. (km ²)	Q de aporte (m ³ /s)
DE	A			
7+012	7+092	LD	0.0023	0.07
7+012	7+072	LI	0.0002	0.01
7+092	7+186	LD	0.0341	0.61
7+095	7+190	LI	0.0506	1.2
7+124	7+135	LI	0.0379	0.7
7+135	7+220	LI	0.0323	0.64
7+220	7+325	LI	0.0197	0.49
7+365	7+437	LI	0.005	0.24
7+437	7+609	LI	0.0422	0.96
7+540	7+609	LD	0.0002	0.01
7+800	7+880	LI	0.0009	0.02
7+800	7+880	LD	0.0004	0.01
8+090	8+188	LD	0.0105	0.51
8+188	8+420	LD	0.0227	0.66
9+040	9+320	LD	0.0648	0.96
9+320	9+580	LD	0.0177	0.42
9+850	10+180	LD	0.0283	0.68
10+180	10+350	LD	0.0386	0.83
10+350	10+530	LD	0.0106	0.37
10+550	10+760	LD	0.0298	0.43
10+760	10+960	LD	0.0159	0.38

Caudales máximos para diseño de cunetas				
Tramo de progresiva		Lado	Área aporte. (km ²)	Q de aporte (m ³ /s)
DE	A			
10+960	11+090	LD	0.0051	0.13
11+090	11+270	LD	0.0402	0.91
11+270	11+470	LD	0.0098	0.37
11+360	11+470	LI	0.0003	0.02
11+560	11+900	LD	0.0112	0.35
11+880	12+080	LI	0.0052	0.19
12+050	12+200	LD	0.0037	0.17
12+180	12+410	LI	0.0073	0.27
12+370	12+500	LD	0.0026	0.15

Fuente: Elaboración propia

Las cunetas son diseñadas con la ayuda del Excel. ya que es posible programarlo e ir revisando a medida que se va cargando los datos. la condicionante es que el caudal determinado con la ecuación de Manning para la sección de la cuneta sea mayor o igual al caudal de aporte determinado por el método racional. El tipo de sección de la cuneta es triangular y trapezoidal en lugares con pendiente baja.

Tabla N°68 Diseño de cuneta

Q de aporte (m ³ /s)	Coef. Manning	Talud		Base (m)	Tirante de agua (m)	Pendiente (m/m)	Área de sec. (m ²)	Radio hydr. (m)	Parámetro ancho "a"	Velocidad (m/s)	Caudal (m ³ /s)	Qmannig > Qaporte
		Za	Zb									
0.07	0.012	0.3	2	0	0.4	0.027	0.184	0.14	0.8	3.70	0.68	ok
0.01	0.012	0.3	2	0	0.4	0.11	0.184	0.14	0.8	3.70	0.68	ok
0.61	0.012	0.3	2	0	0.4	0.045	0.184	0.14	0.8	4.77	0.88	ok
1.20	0.012	0.3	2	0.2	0.4	0.054	0.264	0.17	0.8	6.05	1.60	ok
0.70	0.012	0.3	2	0.3	0.4	0.013	0.304	0.19	0.8	3.12	0.95	ok
0.64	0.012	0.3	2	0.2	0.4	0.0271	0.264	0.17	0.8	4.29	1.13	ok
0.49	0.012	0.3	2	0.2	0.4	0.009	0.264	0.17	0.8	2.47	0.65	ok
0.24	0.012	0.3	2	0	0.4	0.1189	0.184	0.14	0.8	7.76	1.43	ok
0.96	0.012	0.3	2	0	0.4	0.1189	0.184	0.14	0.8	7.76	1.43	ok
0.01	0.012	0.3	2	0	0.4	0.1189	0.184	0.14	0.8	7.76	1.43	ok
0.02	0.012	0.3	2	0	0.4	0.046	0.184	0.14	0.8	4.82	0.89	ok
0.01	0.012	0.3	2	0	0.4	0.046	0.184	0.14	0.8	4.82	0.89	ok
0.51	0.012	0.3	2	0	0.4	0.095	0.184	0.14	0.8	6.93	1.28	ok
0.66	0.012	0.3	2	0	0.4	0.0706	0.184	0.14	0.8	5.98	1.10	ok
0.96	0.012	0.3	2	0.3	0.4	0.027	0.304	0.19	0.8	4.50	1.37	ok
0.42	0.012	0.3	2	0	0.4	0.0389	0.184	0.14	0.8	4.44	0.82	ok
0.68	0.012	0.3	2	0	0.4	0.0654	0.184	0.14	0.8	5.75	1.06	ok
0.83	0.012	0.3	2	0	0.4	0.0654	0.184	0.14	0.8	5.75	1.06	ok
0.37	0.012	0.3	2	0	0.4	0.0847	0.184	0.14	0.8	6.55	1.20	ok
0.43	0.012	0.3	2	0.3	0.4	0.0045	0.304	0.19	0.8	1.84	0.56	ok
0.38	0.012	0.3	2	0	0.4	0.043	0.184	0.14	0.8	4.66	0.86	ok
0.13	0.012	0.3	2	0	0.4	0.044	0.184	0.14	0.8	4.72	0.87	ok
0.91	0.012	0	2	0.2	0.4	0.106	0.24	0.16	0.8	8.02	1.92	ok

Q de aporte (m3/s)	Coef. Manning	Talud		Base (m)	Tirante de agua (m)	Pendiente (m/m)	Área de sec. (m2)	Radio hydr. (m)	Parámetro ancho "a"	Velocidad (m/s)	Caudal (m3/s)	Qmannig > Qaporte
		Za	Zb									
0.37	0.012	0.3	2	0	0.4	0.11	0.184	0.14	0.8	7.46	1.37	ok
0.02	0.012	0.3	2	0	0.4	0.11	0.184	0.14	0.8	7.46	1.37	ok
0.35	0.012	0.3	2	0	0.4	0.119	0.184	0.14	0.8	7.76	1.43	ok
0.19	0.012	0.3	2	0	0.4	0.0663	0.184	0.14	0.8	5.79	1.07	ok
0.17	0.012	0.3	2	0	0.4	0.0847	0.184	0.14	0.8	6.55	1.20	ok
0.27	0.012	0.3	2	0	0.4	0.0847	0.184	0.14	0.8	6.55	1.20	ok
0.40	0.012	0.3	2	0	0.4	0.0914	0.184	0.14	0.8	6.80	1.25	ok

Fuente: Elaboración propia

Diseño de drenaje transversal

Las alcantarillas se han decidido colocar según muestra en los siguientes cuadros; los valores de caudales que se decidió tomar para el diseño hidráulico de las alcantarillas de paso corresponden al determinado con el método racional. Para el coeficiente de escorrentía C, en el suelo es de 0.5 y para el camino 0.83. Para las alcantarillas de alivio, los caudales de diseño son los provenientes de las cunetas.

Tabla N°69 Caudales de diseño y alcantarillas de paso

Progresiva de posición	Lado	Área aporte (km2)	Periodo de retorno (años)	Q de aporte (m3/s)	Alcantarilla tipo
11+060	LI	2.550	50	25.2	DTC 3(2X1.8)
11+760	LD	0.210	50	8.0	DTC 2(1.4X1.4)

Fuente: Elaboración propia

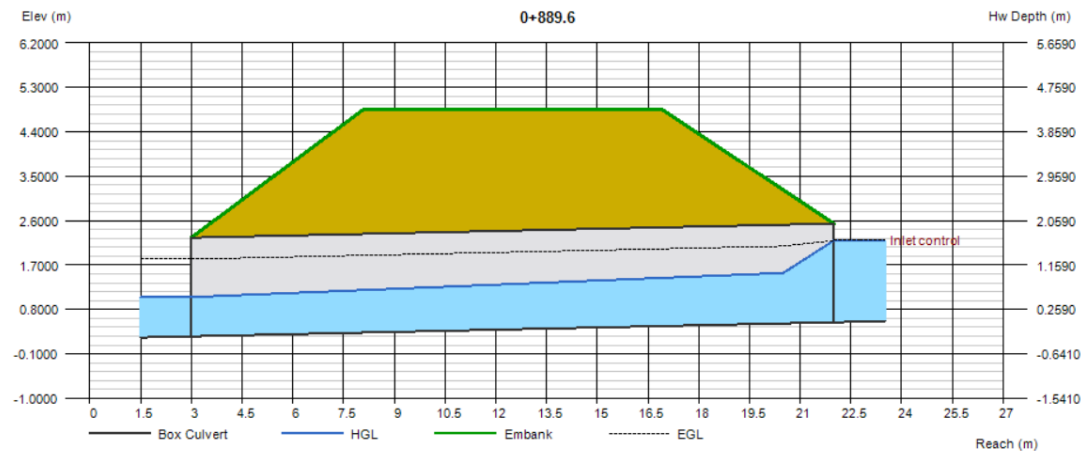
Las alcantarillas de alivio, reciben aguas de descarga de las cunetas y se localizan según las progresivas que se muestra en la siguiente tabla.

Tabla N°70 Caudales de diseño y alcantarillado de alivio

Progresiva de posición	Lado	Q de cunetas (m3/s)	Alcantarilla tipo
8+300	LI	1.34	1ATH Ø 0.9
9+080	LI	0.73	1ATH Ø 0.9
9+700	LD	0.83	1ATH Ø 0.9
12+460	LD	0.43	1ATH Ø 0.9

Fuente: Elaboración propia

Gráfica N °12 Representaciones esquemáticas de diseño hidráulica prog.
8+889.6



Q			Veloc		Depth		HGL			
Total	Pipe	Over	Dn	Up	Dn	Up	Dn	Up	Hw	Hw/D
(cms)	(cms)	(cms)	(m/s)	(m/s)	(mm)	(mm)	(m)	(m)	(m)	
10.0000	10.0000	0.0000	3.2890	2.3570	405.3838	565.6898	0.6614	1.1067	1.4195	0.4392
15.0000	15.0000	0.0000	3.6657	2.6988	545.5916	741.0632	0.8016	1.2821	1.7052	0.5821
20.0000	20.0000	0.0000	3.9409	2.9710	676.6556	897.5619	0.9327	1.4386	1.9626	0.7108
25.0000	25.0000	0.0000	4.1901	3.2009	795.5274	1041.3730	1.0515	1.5824	2.2010	0.8300

Fuente: Elaboración propia

3.8 Precios unitarios y presupuesto

3.8.1 Cálculos métricos

Los cálculos métricos se realizan de acuerdo a las especificaciones técnicas. De tal manera que se pueda tener la cantidad del ítem en la unidad especificada.

El objeto que cumplen los cálculos métricos dentro de una obra es:

- Determinar la cantidad de material necesario para ejecutar la obra
- Establecer los volúmenes de obra y costos parciales con fines de pago por avance de obra.

Los cálculos métricos son problema de la medición de longitudes, áreas y volúmenes que requieren el manejo de fórmulas geométricas. El cálculo métrico requiere del conocimiento de procedimientos constructivos.

Hacer notar que para el transporte de material granular para el paquete estructural, se considera que será acarreado desde un banco de materiales ubicada en la comunidad

de EL CONDOR a 4.5 km del tramo de estudio, el tratamiento superficial desde la planta de SEDECA-TARIJA que está ubicada en la comunidad de Chocloca.

(Véase en el Anexo A.6)

3.8.2 Presupuesto general

Resultado del trabajo con el software “Prescom” y haciendo referencia a los ítems que nos proporcionó SEDECA-TARIJA ha sido posible realizar el análisis de precios unitarios y obtener el presupuesto general. como se muestra en la siguiente tabla.

ALTERNATIVA I

Tabla N°71 Presupuesto general Alternativa I

N°	Descripción	Und.	Cantidad	Unitario	Parcial (Bs)
M01	Movimiento de tierras				3027190.52
1	Excavación no clasificada distancia <= 300 m	m³	73558.85	29.99	2206029.91
2	Conformación de terraplén con material de corte	m³	31180.80	24.29	757.381.63
3	Sobre acarreo para d > 300 m	m³-km	21189.03	3.01	63.778.98
M02	Paquete estructural				8415039.60
4	Provisión y conformación de capa sub base e=0.25 m	m³	14020.31	150.55	2110757.67
5	Provisión y conformación de capa base e=0.15 m	m³	7551.54	160.73	1213759.02
6	Imprimación - ejecución	m²	50343.60	17.46	878.999.26
7	Tratamiento superficial simple	m²	50343.60	43.67	2.198.505.01
8	Transporte de material granular	m³-km	1360147.73	1.48	2.013.018.64
M03	Obras de arte menor				3.657.904.29
9	Excavación no clasificada c/maquinaria p/obras de arte	m³	250.21	51.39	12.858.29
10	HºAº p/alcantarillas y cabezales. cámara fc = 210kg/cm²	m³	535.10	5318.29	2845816.98
11	Relleno compactado de alcantarillado	m³	168.43	38.55	6.492.98
12	Cuneta revestida	m³	868.59	912.67	792.736.04
	Total. presupuesto				15100134.41

El presupuesto total es: quince millones cien mil ciento treinta y cuatro con 41/100 Bolivianos.

Fuente: Elaboración propia

PRESUPUESTO ALTERNATIVA II

Tabla N°72 presupuesto general alternativa II

N°	Descripción	Und.	Cantidad	Unitario	Parcial
M01	OBRAS PRELIMINARES				146.139.99
1	INSTALACION DE FAENAS	glb	1.00	38547.10	38.547.10
2	PROVISIÓN Y COLOCADO LETRERO DE OBRAS	glb	1.00	13105.38	13.105.38
3	REPLANTEO Y TRAZADO LINEAL	km	6.93	3662.92	25.384.04
4	LIMPIEZA - DESBROCE Y DESTRONQUE	ha	10.20	6774.85	69.103.47
M02	MOVIMIENTO DE TIERRAS				10.0847.01
1	EXCAVACIÓN NO CLASIFICADA DISTANCIA <= 300 M	m³	244208.60	29.99	7.323.815.91
2	CONFORMACIÓN DE TERRAPLÉN CON MATERIAL DE CORTE	m³	43103.05	24.29	1.046.973.08
3	RELLENO EN ÁREAS DE DEPÓSITO	m³	201104.95	5.92	1.190.541.30
4	SOBREACARREO PARA D > 300 M	m³-km	64579.82	7.10	458.516.72
M03	PAQUETE ESTRUCTURAL				12.590.860.63
1	BASE DE MATERIAL GRANULAR	m³	8752.08	160.73	1.406.721.82
2	IMPRIMACIÓN - EJECUCIÓN	m²	55269.08	16.77	926.862.47
3	CARPETA DE CONCRETO ASFÁLTICO EN CALIENTE	m³	3592.49	2747.83	9.871.551.80
4	TRANSPORTE DE MATERIAL GRANULAR	m³-km	54327.40	7.10	385.724.54
M04	OBRAS DE ARTE MENOR				6.724.999.96
1	REPLANTEO/CONTROL OBRAS DE ARTE MENOR	pza	17.00	171.88	2.921.96
2	EXCAVACIÓN NO CLASIFICADA C/MAQUINARI P/OBRAS DE ARTE	m³	957.55	51.39	49.208.49
3	H°A° P/ALCANTARILLAS Y CABEZALES. CAMARA fc = 210kg/cm2	m³	928.53	5318.29	4.938.191.81
4	RELLENO COMPACTADO DE ALCANTARILLADO	m³	796.96	38.55	30.722.81
5	CUNETA REVESTIDA	m³	1867.00	912.67	1.703.954.89
M05	LIMPIEZA GENERAL DE OBRA				8.831.44
1	LIMPIEZA GENERAL	glb	1.00	8.831.44	8.831.44
	TOTAL. PROSUPUESTO				29.490.679.03

CAPITULO IV

CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

4.1 Conclusiones

Se ha logrado realizar el diseño geométrico, diseño estructural y diseño de drenaje del del tramo caminero Carlaso Este-Canchones. Siendo que este tiene una longitud de 5.63 km, un acabado con tratamiento superficial simple y obras de arte menor para el drenaje transversal y longitudinal.

El presupuesto del camino se ha dividido en tres módulos. Siendo el primer módulo, “movimiento de tierras”, con un presupuesto de 3.027.190.52 bs; el segundo modulo “paquete estructural”, con un presupuesto de 8.415.039.60 bs; y el tercer modulo “obras de arte menor”, con un presupuesto de 3.657.904.29 bs. Y como presupuesto total es de 15.100.134.41bs, en la alternativa I

En la alternativa II con pendientes menores al 10% generando más volumen de corte y como también con el paquete estructural de pavimento flexible con un presupuesto total de 29.490.679.03 bs

El paquete estructural está diseñado en base al método AASHTO-93, para un periodo de diseño de 10 años, con un número de ESALS de 94462. Del cual se tiene como espesores de soporte, para capa base de 15 cm, capa sub base 25 cm y una lámina de tratamiento superficial simple sobre la capa base.

Según el estudio de tráfico realizado y considerando que el camino entre en servicio el año 2026 con un TPD de 41 vehículos/día y logre cumplir el periodo de diseño de 10 años, en el año 2036 con un TPD de 100 vehículos/día. Con este tráfico en base al manual ABC (administradora boliviana de carreteras), el camino se categoriza por ser tipo desarrollo.

El diseño geométrico se lo realizo, adecuando al camino existente, estableciendo los puntos de inflexión (pi) y diseñando curvas horizontales y verticales, cumpliendo los criterios y limitaciones del manual de diseño geométrico de la administradora boliviana de carreteras.

Según el tipo de camino, el ancho de carril se adoptó 2.5 m. con 0.5 m de ancho de berma, teniendo un ancho total de plataforma de 6 m.

De acuerdo a las características y parámetros, se diseñó curvas circulares simples, curvas en S y curvas con espirales. Lo que se ha hecho es adaptar a la topografía, con el alineamiento horizontal y vertical. En curvas se tomó como radio mínimo de 25 m. en curvas de retorno 16 m y pendientes máximas hasta 12%.

Dentro el diseño hidráulico, se estableció que hay 2 alcantarillas tipo cajón y 4 alcantarillas de alivio

De acuerdo al estudio geotécnico realizado, se distingue tres tipos de suelos según la clasificación AASHTO, siendo estos suelos a-2-4(2) arena arcillosa, a-2-6(0) grava arcillosa y a-2-4(0) arena mal graduada con grava. Con CBR al 95% de la densidad máxima de 23 %, 34% y 26% sucesivamente, con esta información se caracteriza que el suelo de fundación es excelente y no necesita hacer un mejoramiento.

Resultado del cálculo del movimiento de tierras, se tiene volumen de corte de excedencia por lo que se consideró, que estos materiales deben ser depositados en lugares con distancias de acarreo de 500 metros.

Se realizó el diseño de alcantarillas y cunetas, su posición de las alcantarillas está ubicada en posiciones de las quebradas y en lugares que fueron necesarios para que las cunetas descarguen sus aguas a través de la alcantarilla.

4.2 Recomendaciones

Dentro el módulo del presupuesto del paquete estructural para el transporte de material granular será acarreado de la comunidad El Cóndor a 4 km del tramo en estudio. Como también se consideró para el tratamiento superficial y pavimento flexible que será acarreado desde la planta de asfalto SEDECA-TARIJA, ubicada en la comunidad de Chochoca, que, desde esta comunidad, al tramo del camino, tenemos una longitud de 56 km. Por tal razón se recomienda hacer un estudio de presupuesto considerando que la planta este ubicado en inmediaciones del tramo Carlos Este – Canchones, con la finalidad de ver la conveniencia respecto al costo de transporte. Dado que hacer este

estudio requiere de experiencia en la instalación de la planta, tanto de áridos, como la planta de asfalto y por nuestra parte, aun no se cuenta con experiencia de esta actividad.

Recomendamos que, para todo diseño de ingeniería, los datos deben de tomarse con claridad y calidad, debido a disponer poco terreno (Topografía) para trabajar se tuvo que extrapolar algunas curvas de nivel para poder simular el terreno por lo cual se recomienda realizar un mejor estudio topográfico si se desea construir el camino.

Con referente a los ítems necesarios para lograr construir el camino en su totalidad, son varios y requieren mucho de experiencias en la construcción, se podría decir de toma de decisiones en la dirección de planificación de proyectos y otros. Por tal razón recomendamos adicionar otros ítems, para conocer el presupuesto total, para que el camino pueda ser construido o no construido.