

ÍNDICE

CAPITULO I.- INTRODUCCIÓN	1
1.1. ANTECEDENTES	1
1.2. JUSTIFICACIÓN	2
1.3. OBJETIVOS	3
1.4. ALCANCE	4
CAPITULO II.- INGENIERIA DEL PROYECTO	6
2.1. UBICACIÓN	6
2.2. ASPECTOS GENERALES DEL TRAMO EN ESTUDIO	7
2.2.1. ASPECTOS TÉCNICOS	7
2.2.2. ASPECTOS ECÓNICOS	8
2.2.3. ASPECTOS SOCIALES	9
2.2.4. ASPECTOS AMBIENTALES	10
2.3. ESTUDIOS PREVIOS AL DISEÑO	11
2.3.1. ESTUDIO TOPOGRÁFICO	11
2.3.1.1. TAQUIMETRIA	12
2.3.1.2. CURVAS DE NIVEL	12
2.3.1.3. LEVANTAMIENTO TOPOGRAFICO.-	13
2.3.1.3.1. METODO DE TRABAJO	15
2.3.1.3.3. DETALLE DE COORDENADAS GEOGRÁFICAS	20
2.3.2. ESTUDIO DE SUELOS	20
2.3.2.1. MUESTREO DE SUELOS	21
2.3.2.2. ENSAYOS DE LABORATORIO	22
2.3.2.2.1. CONTENIDO DE HUMEDAD.-	23
2.3.2.2.2. ANÁLISIS GRANULOMÉTRICO.	24
2.3.2.2.3. LÍMITES DE CONSISTENCIA.-	26
2.3.2.2.4. ENSAYO DE COMPACTACIÓN.-	27
2.3.2.2.5. VALOR SOPORTE CALIFORNIA (CBR).-	28
2.3.2.3. CLASIFICACIÓN DE SUELOS	29
2.3.2.4. RESUMEN DE ENSAYOS	32
2.3.3. ESTUDIO HIDROLOGICO	34
2.3.3.1. CARACTERÍSTICAS GENERALES DE LAS SUBCUENCAS DE CALDERAS Y YESERA	34
2.3.3.1.1. UBICACIÓN Y EXTENSIÓN	34
2.3.3.1.1.1. SUBCUENCA DEL RÍO CALDERAS	35
2.3.3.1.1.2. SUBCUENCA DEL RÍO YESERA	35
2.3.3.1.2. GEOMORFOLOGÍA	35
2.3.3.1.3. HIDROGRAFÍA Y FISIOGRAFÍA	36
2.3.3.1.4. COBERTURA VEGETAL	36
2.3.3.2. INFORMACION PRELIMINAR	37
2.3.3.2.1. ESTACIONES CLIMATOLÓGICAS Y PLUVIOMÉTRICAS	37
2.3.3.2.2. LLUVIAS MEDIAS MENSUALES Y ANUALES	37
2.3.3.2.3. TEMPERATURAS MEDIAS MENSUALES Y ANUALES	39
2.3.3.2.4. EVAPOTRANSPIRACIONES POTENCIALES Y REALES MEDIAS MENSUALES Y ANUALES	39
2.3.3.2.5. DIAGRAMAS OMBROTÉRMICOS	40

2.3.3.3. ANÁLISIS PLUVIOMÉTRICO	43
2.3.4. ESTUDIO DE TRÁFICO	47
2.3.4.1. CLASIFICACIÓN DE LOS VEHÍCULOS	47
2.3.4.10. ESPECTRO DE CARGA	59
2.3.4.11. DISPOSITIVOS PARA EL CONTROL DE TRÁNSITO. SEÑALIZACIÓN.....	61
2.3.4.11.1. EMPLAZAMIENTO	62
2.3.4.11.2. CONSERVACIÓN Y MANTENCIÓN	62
2.3.4.11.3. UNIFORMIDAD	62
2.3.4.11.4. JUSTIFICACIÓN	62
2.3.4.11.5. TIPOS DE SEÑALES	63
2.3.4.2. CLASIFICACIÓN DEL TIPO DE VEHÍCULOS DE ACUERDO A LA DISPOSICIÓN DE SUS EJES.....	48
2.3.4.3. VOLÚMENES DE TRÁFICO	49
2.3.4.4. TRANSITO DE DISEÑO	51
2.3.4.5. DETERMINACIÓN DEL TRÁNSITO EXISTENTE.....	53
2.3.4.6. TRÁFICO EN EL TRAMO SANTA ANA LA NUEVA – YESERA SUR	53
2.3.4.7. SUPUTACIÓN DEL TRÁNSITO DURANTE EL PERÍODO DE DISEÑO	54
2.3.4.8. CARGAS EQUIVALENTES PARA EL DISEÑO DE PAVIMENTOS	55
2.3.4.9. DETERMINACIÓN DEL NÚMERO DE EJES EQUIVALENTES DE 8.2 TONELADAS EN EL CARRIL DE DISEÑO Y DURANTE EL PERÍODO DE DISEÑO N	56
2.3.4.9.1. CÁLCULO DEL FACTOR EQUIVALENTE DE CARGA	57
2.4. DISEÑO GEOMÉTRICO	63
2.4.1. DERECHO DE VÍA.....	64
2.4.2. CATEGORIA DE VÍA	64
2.4.2.1. CAMINOS LOCALES (III).-.....	65
2.4.2.2. NUMERO DE CARRILES	66
2.4.3. PARÁMETROS DE DISEÑO.....	66
2.4.3.1. VELOCIDAD DIRECTRIZ.....	66
2.4.3.10. PENDIENTES MÁXIMAS	71
2.4.3.11. PENDIENTES MÍNIMAS.....	72
2.4.3.12. ANCHO DE CALZADA Y PLATAFORMA	72
2.4.3.13. ANCHO DE CARRIL.....	73
2.4.3.14. BOMBEOS.....	74
2.4.3.15. ANCHO DE BERMA.....	75
2.4.3.2 VELOCIDAD PERCENTIL 85 (V85%).....	67
2.4.3.3. DISTANCIA DE VISIBILIDAD DE FRENADO	67
2.4.3.4 DISTANCIA DE ADELANTAMIENTO.....	68
2.4.3.5. RADIOS MINIMOS ABSOLUTOS	69
2.4.3.6. PERALTE MÁXIMO ADMISIBLE	69
2.4.3.7. COEFICIENTE DE FRICCIÓN TRANSVERSAL ADMISIBLE.....	69
2.4.3.8. LÍNEA DE MÁXIMA PENDIENTE.....	70
2.4.3.9. LONGITUD DEL DESARROLLO DEL PERALTE.....	70
2.4.4. GEOMETRÍA EN PLANTA.....	75
2.4.4.1. ALINEAMIENTO HORIZONTAL	75
2.4.4.2. ALINEAMIENTOS RECTOS Y CURVOS	76
2.4.4.3. TIPOS DE CURVAS Y SUS ELEMENTOS	77
2.4.4.3.1. CURVAS SIMPLES.....	77
2.4.5. GEOMETRÍA EN PERFIL	82
2.4.5.1. ALINEAMIENTO VERTICAL. RASANTE.....	82

2.4.5.2. PENDIENTE GOBERNADORA.....	82
2.4.5.3. CURVAS VERTICALES	83
2.4.5.3.1. LONGITUD MÍNIMA.....	83
2.4.5.3.2. TIPOS DE CURVAS Y SUS ELEMENTOS	84
2.4.5.3.3. CASOS ESPECIALES: CURVAS ASIMÉTRICAS.....	86
2.4.5.3.3.1. CURVAS VERTICALES ASIMÉTRICAS	87
2.4.6. MOVIMIENTO DE TIERRAS.....	89
2.4.6.1. INTRODUCCIÓN.....	89
2.4.6.2. SECCIONES TRANSVERSALES	89
2.4.6.2.1. CALZADA	90
2.4.6.2.2. BERMAS.....	90
2.4.6.2.3. TALUDES DE CORTE Y DE RELLENO	90
2.4.6.2.4. PENDIENTE TRANSVERSAL.....	91
2.4.6.2.5. CUNETAS.....	91
2.4.6.2.6. TIPOS DE SECCIÓN TRANSVERSAL	92
2.4.6.3. CÁLCULO DE ÁREAS Y VOLÚMENES	93
2.4.6.3.1. CÁLCULO DE ÁREAS.....	93
2.4.6.3.2. CÁLCULO DE VOLÚMENES.....	94
2.4.6.3.2.1. CUBICACION EN VÍA RECTA	94
2.4.6.3.2.2. CUBICACION EN VÍA CURVA	95
2.4.6.3.3. DIAGRAMA DE MASAS	96
2.5. DISEÑO HIDRÁULICO DE ESTRUCTURAS DE DRENAJE.....	97
2.5.1. DISEÑO DE OBRAS DE ARTE MAYOR. PUENTE.....	97
2.5.1.1. CARACTERÍSTICAS GEOMÉTRICAS.....	97
2.5.1.1.1. LONGITUD.....	97
2.5.1.1.2. ANCHO DE CALZADA.....	98
2.5.2. ANÁLISIS DE ALTERNATIVAS.....	110
2.5.2. DISEÑO DE OBRAS DE ARTE MENOR. ELEMENTOS DE DRENAJE.....	98
2.5.2.1. ALCANTARILLAS	98
2.5.2.1.1. FUNCIÓN DE LAS ALCANTARILLAS	98
2.5.2.1.2. TIPOS DE ALCANTARILLAS SEGÚN FUNCIÓN	98
2.5.2.1.2.1. ALCANTARILLAS DE CRUCE	98
2.5.2.1.2.2. ALCANTARILLAS DE ALIVIO	99
2.5.2.1.3. TIPO DE ALCANTARILLAS SEGÚN SU SECCIÓN	100
2.5.2.1.3.1. ALCANTARILLAS TIPO CAJÓN.....	100
2.5.2.1.3.2. ALCANTARILLAS DE TUBO	100
2.5.2.1.4. UBICACIÓN DE LAS ALCANTARILLAS.....	102
2.5.2.2. CUNETAS.....	103
2.5.2.3. RESUMEN DEL DISEÑO HIDRÁULICO DE LAS OBRAS DE DRENAJE.....	105
2.5.2.3.1. DISEÑO DE ALCANTARILLAS DE CRUCE.....	105
2.5.2.3.2. DISEÑO DE ALCANTARILLAS DE ALIVIO	107
2.5.2.3.3. DISEÑO DE CUNETAS.....	108
2.5.4.3. MÉTODO AASHTO.....	132
2.6. DISEÑO ESTRUCTURAL	109
2.6.1. TIPOS DE PAVIMENTO	109
2.6.2.1. POR TIPO DE RODADURA.....	110
2.6.3. PARÁMETROS DE ENTRADA COMUNES PARA EL DISEÑO	110
2.6.3.1. SUBRASANTE.....	110
2.6.3.1.1. MATERIAL DE LA SUBRASANTE.....	111
2.6.3.1.2. CLASIFICACIÓN DE LA SUBRASANTE.....	111

2.6.3.1.3. SUBRASANTE MEJORADA.....	112
2.6.3.1.3.1.3. RIEGOS ASFÁLTICOS.....	119
2.6.3.2. CARGAS.....	112
2.6.3.2.1. CARGA O PESO BRUTO	112
2.6.3.2.2 CARGA ÚTIL O VIVA.....	113
2.6.3.2.3. CARGA DE DISEÑO O PROYECTO.....	113
2.6.4. DISEÑO PAVIMENTO FLEXIBLE.....	114
2.6.4.1. CAPAS GRANULARES.....	114
2.6.4.1.1. SUBBASE GRANULAR.....	115
2.6.4.1.2. BASE GRANULAR	117
2.6.4.1.3. CAPA DE RODADURA	118
2.6.4.1.3.1. TIPOS DE SUPERFICIES DE RODADURA	118
2.6.4.1.3.1.1. MEZCLAS ASFÁLTICAS EN FRÍO	119
2.6.4.1.3.1.2. MEZCLAS ASFÁLTICAS EN CALIENTE	119
2.6.4.1.3.1.4. SELLOS ASFÁLTICOS.....	119
2.6.4.2. MÉTODOS DE DISEÑO.....	120
2.6.4.3 MÉTODO AASHTO	121
2.6.4.3.1. VARIABLES A CONSIDERARSE EN EL MÉTODO AASHTO	121
2.6.4.3.1.1. VARIABLES EN FUNCIÓN AL TIEMPO.....	121
2.6.4.3.1.2. VARIABLES EN FUNCIÓN AL TRÁNSITO	122
2.6.4.3.1.3. CONFIABILIDAD (R)	123
2.6.4.3.1.4. CRITERIOS PARA DETERMINAR LA SERVICIABILIDAD.....	123
2.6.4.3.1.5. PROPIEDADES DE LOS MATERIALES.....	123
2.6.4.3.1.6. DRENAJES.....	123
2.6.4.3.2. DISEÑO DE ESPESORES.....	125
2.6.4.3.2.1. DETERMINACIÓN DEL NÚMERO ESTRUCTURAL REQUERIDO.....	125
2.6.5. DISEÑO DE PAVIMENTO RÍGIDO	130
2.6.5.1. SUPERFICIE DE RODADURA	130
2.6.5.1.1. MATERIALES.....	130
2.6.5.2. MÉTODOS PARA EL DISEÑO DE ESPESORES	131
2.6.5.3.1. VARIABLES A CONSIDERAR EN ESTE MÉTODO.....	133
2.6.5.3.1.1. EJES EQUIVALENTES.....	133
2.6.5.3.1.2. DESVIACIÓN ESTÁNDAR NORMAL	134
2.6.5.3.1.3. ERROR ESTÁNDAR COMBINADO S_o	134
2.6.5.3.1.4. VARIACIÓN DEL ÍNDICE DE SERVICIABILIDAD ΔPSI	135
2.6.5.3.1.5. COEFICIENTE DE DRENAJE.....	136
2.6.5.3.1.6. COEFICIENTE DE TRANSMICIÓN DE CARGA J	136
2.6.5.3.1.7. MÓDULO DE ELASTICIDAD DEL CONCRETO	137
2.6.5.3.1.8. FACTOR DE PÉRDIDA DE SOPORTE L_s	138
2.6.5.3.1.9. MÓDULO DE REACCIÓN K.....	139
2.6.6. PAVIMENTO FINAL. ALTERNATIVA ELEGIDA.....	140
2.6.6.1. FUNCIONES DE CADA CAPA DE UN PAVIMENTO FLEXIBLE.....	141
2.7. CÓMPUTOS MÉTRICOS	142
2.8. PRECIOS UNITARIOS	142
2.9. PRESUPUESTO GENERAL	142
2. 10. ESPECIFICACIONES TÉCNICAS.....	143
CAPÍTULO III.- CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES	143
3.1. CONCLUSIONES.....	143
3.2. RECOMENDACIONES.....	144

DISEÑO FINAL TRAMO SANTA ANA LA NUEVA – YESERA SUR

CAPITULO I.- INTRODUCCIÓN

El valle central de Tarija, en particular las comunidades de Santa Ana la Nueva, Yesera Sur, Yesera Centro y Yesera Norte requieren contar con un proyecto de asfaltado que apoye la producción agropecuaria a lo largo del año, y permita a los productores de esta zona incrementar su producción, productividad e ingresos.

En el camino actual se han realizado algunas mejoras, sin embargo considerando el tráfico vehicular que existe actualmente, y la importancia de comunicar a las poblaciones de esta zona entre sí, obliga a llevar adelante un constante mantenimiento de este tramo.

En el proyecto a presentarse se realizará el estudio a Diseño Final de Ingeniería del tramo: Santa Ana la Nueva-Yesera Sur. Este proyecto comienza en la Progresiva 0+000 (Comunidad de Santa Ana la Nueva, división carretera principal al Chaco) y termina en la progresiva 7+000 (Yesera Sur), dotándole de estructuras de drenaje y de un pavimento adecuado para un tráfico continuo y seguro en base al camino actual para convertirla en una carretera de una vía de dos carriles.

1.1. ANTECEDENTES

El camino actual presenta un diseño geométrico donde se han ido realizando mejoras a lo largo de la existencia de dicho camino, sus características técnicas relacionadas con el alineamiento, ancho de plataforma, están de acuerdo a las normas técnicas aceptables, a excepción de algunos tramos donde las pendientes no están de acuerdo a la norma boliviana, es decir el camino en ciertos tramos es sinuoso y con escasa visibilidad lo que dificulta el tráfico normal de vehículos, el ancho actual de la plataforma tiene un promedio de 6.25 metros con bordes irregulares e indefinidos. Además el drenaje en el camino con las actuales alcantarillas existentes en algunos tramos resulta insuficiente para el desagüe de las aguas durante las precipitaciones pluviales que normalmente ocurren en esta zona.

El tráfico vehicular existente a lo largo del camino que une las poblaciones de Santa Ana la Nueva, Yesera Sur, Yesera centro y Yesera Norte que atraviesa la campiña en medio de casas de campo, propiedades agrícolas y comunidades por lo que en algunos lugares el camino se convierte en una calle por donde transitan un número considerable de vehículos livianos y tráfico pesado que transporta carga entre las comunidades ya mencionadas, a la ciudad de Tarija y al resto del departamento obliga a un mejoramiento definitivo de este tramo, es por esto que se realiza el estudio a diseño final del tramo haciendo variantes en el trazo actual y el asfaltado correspondiente para el mismo.

1.2. JUSTIFICACIÓN

Las comunidades de Santa Ana la Nueva, Yesera Sur, Yesera Centro y Yesera Norte, son zonas productoras de nuestro departamento en el ámbito de la producción agrícola y seguido de la pecuaria, estas actividades constituyen la fuente principal de ingresos económicos de la población de esta zona, pero debido a las condiciones del camino actual el progreso de esta zona quedo paralizado.

El impacto de un proyecto de este tipo, como apertura de caminos, construcción de caminos o mejoramiento de los caminos ya existentes, es siempre positivo porque se incrementarán las actividades productivas de esta zona aumentando así los ingresos económicos de los productores del área a través de un mejor acceso a los mercados y la oportunidad de un crecimiento en su producción que constituirá el desarrollo en sus actividades económicas logrando también una integración de todas las comunidades beneficiadas.

El realizar este proyecto a nivel de diseño final de ingeniería es muy importante para la aplicación de todos los conocimientos adquiridos durante los años de avance en la universidad, específicamente en la carrera de Ingeniería Civil.

El desarrollo de las comunidades en general depende básicamente de los medios de transporte, la falta de una buena infraestructura caminera es uno de los mayores obstáculos para lograr un mayor desarrollo económico y social; al realizar el diseño de un proyecto de este tipo se ve la factibilidad de construcción que se tiene y la posibilidad de hacerse realidad es mayor.

1.3. OBJETIVOS

1.3.1. OBJETIVO GENERAL

Realizar el diseño final de Ingeniería del tramo Santa Ana la Nueva – Yesera Sur, tomando en cuenta al camino ya existente, realizando mejoras tanto en su diseño geométrico como en su sistema de drenaje actual y completando el diseño con el cálculo de los espesores de la carpeta estructural de acuerdo a las normas bolivianas vigentes.

1.3.2. OBJETIVOS ESPECÍFICOS

- Analizar las normas y manuales vigentes en nuestro país para el diseño de carreteras.
- Revisar el levantamiento topográfico.
- Realizar el análisis de suelos necesario para conocer la calidad de fundación que tendremos para la carretera.
- Clasificar el suelo según los ensayos para poder diseñar la carpeta estructural.
- Revisar el estudio hidrológico para diseñar las obras de arte mayor y menor necesarias para un sistema de drenaje acorde al diseño geométrico.
- Determinar el tráfico actual y futuro para un diseño óptimo.
- Definir el tipo de carretera.
- Establecer los parámetros de diseño según las normas de la Administradora Boliviana de Caminos.
- Elaborar el diseño geométrico mejorando el trazo actual.
- Diseñar un pavimento de acuerdo a los requerimientos en el tramo.
- Realizar un análisis de alternativas en función al diseño del pavimento, comparando los resultados del pavimento flexible con el rígido y definir al más adecuado.
- Realizar el diseño de las obras de arte mayor y menor.
- Determinar los cálculos métricos, precios unitarios y presupuesto general.
- Describir las especificaciones técnicas.
- Establecer conclusiones y recomendaciones sobre el proyecto.

1.4. ALCANCE

La nueva carretera se desarrollará tomando como base el camino actual que pasa por los centros de las comunidades de Santa Ana y Yesera Sur y se la convertirá en una carretera de dos carriles. En el capítulo I se describe la introducción al proyecto, antecedentes de la zona donde es planteado y fundamentalmente los objetivos que han de cumplirse durante la realización del diseño.

El proyecto se desarrolla principalmente en el capítulo II llamado: Ingeniería del proyecto donde se encuentra la parte fundamental del mismo, en este capítulo se realizará el diseño final con todos sus componentes. Primero se verá la ubicación del proyecto y los aspectos generales del tramo donde se emplaza el camino, a partir de esto se define el tipo de carretera a diseñarse. A continuación se comienza con los estudios preliminares del diseño, que son: el estudio topográfico, el estudio de suelos, el estudio hidrológico y el estudio de tráfico, con éstos estudios realizados y el tipo de carretera definido, se determinan los parámetros correspondientes de diseño de acuerdo a las normas de nuestro país.

Para realizar el diseño, se comenzará revisando el estudio topográfico ya realizado para continuar con el estudio de las relaciones de planimetría y altimetría, que representan el relieve del terreno, ya que a través de los parámetros obtenidos con la topografía podremos encontrar resultados exactos de las magnitudes en el terreno que se necesitan para el diseño geométrico y así obtener el trazo de la carretera. En la planimetría tenemos por objeto determinar posiciones de puntos proyectados en un plano horizontal sin tomar en cuenta sus elevaciones y en la altimetría tenemos por objeto la determinación y representación de puntos sobre la superficie terrestre en un plano vertical. Después de revisada la topografía del tramo en estudio y definidos los parámetros geométricos según el tipo de carretera de acuerdo a las normas de la Administradora Boliviana de Caminos (ABC) se realizará el diseño geométrico en el programa operativo LandCad Autodesk 2006, tratando en lo posible no afectar a las propiedades agrícolas y tomando en cuenta principalmente las normas bolivianas para el diseño y construcción de caminos. Una vez obtenido el perfil longitudinal diseñado se procede a realizar el cálculo de movimiento de tierras donde calcularemos las áreas y los volúmenes de corte y relleno que son parte importante para la mejora del camino actual.

En el alineamiento vertical se diseñará una rasante con pendientes largas y moderadas, tratando de evitar variaciones bruscas y considerando una adecuada distancia de visibilidad. En el alineamiento horizontal se definirá la longitud de los tramos rectos atendiendo a las características topográficas del terreno proporcionando la distancia mínima de visibilidad de frenado a los vehículos.

En función a las secciones transversales definiremos el nuevo ancho de calzada, y las características geométricas transversales de la carretera, en este proyecto se intentará afectar menos a las propiedades agrícolas, por lo que se procurará reducir el ancho de bermas en algunos tramos.

Analizando el estudio hidrológico se realizará el diseño de una alcantarilla Tipo y cunetas de sección triangular para mejorar la circulación de agua sin dañar ni perjudicar la transitabilidad por esta carretera. Definiendo la ubicación de las mismas.

El procedimiento de diseño del pavimento flexible se basa en el estudio de suelos y el estudio de tráfico y consistirá en escoger una adecuada combinación de espesores de capas y características de los materiales, para que los esfuerzos y deformaciones causados por las sollicitaciones a las que se somete la estructura permanezcan dentro de los límites admisibles durante la vida útil de la misma.

La subrasante es la superficie sobre la cual se apoya el pavimento en su conjunto. Su capacidad soporte en condiciones de servicio, junto con el tránsito y las características de los materiales de construcción, constituyen las variables básicas para el diseño del pavimento. Las características de los suelos que serán identificadas por los ensayos definirán si la subrasante debe ser mejorada o es apropiada para la construcción de la carretera. El paquete estructural estará conformado por las capas base y sub base de espesores uniformes que serán calculados con el método AASHTO a partir de las características generales y específicas del tramo y sus estudios. Después de obtenidos los resultados con el método AASHTO se utilizará un análisis racional para comparar conceptual y numéricamente los espesores, definiendo el más adecuado.

Obtenidos todos los datos de diseño final y cálculos métricos, se procederá al cálculo de los precios unitarios por ítem y finalmente el presupuesto general.

Se concluirá en el capítulo III, realizando un resumen de las conclusiones del proyecto y una serie de recomendaciones del mismo.

CAPITULO II.- INGENIERIA DEL PROYECTO

2.1. UBICACIÓN

El tramo a diseñarse y las comunidades de Santa la Nueva y Yesera, pertenecen a la Provincia Cercado, la que se encuentra situada dentro de la zona central, del departamento de Tarija. Geográficamente se encuentra ubicada entre los paralelos $21^{\circ} 14' 30''$ y $21^{\circ} 46' 54''$ de latitud sur y entre los meridianos $64^{\circ} 23' 54''$ y los $64^{\circ} 59' 11''$ de longitud oeste.

La Provincia Cercado, limita al norte con la Provincia Méndez y O'Connor, al este con la provincia O'Connor, al sur con la provincia Avilés, al oeste con la provincia Avilés y Méndez, El área rural de la provincia Cercado tiene una Extensión aproximada de 1.747,99 Km², representando aproximadamente un 4,65 % del territorio departamental.

El camino Santa Ana la Nueva-Yesera Sur es un tramo que pertenece a la red municipal del departamento de Tarija y está ubicado al este de la ciudad de Tarija a una distancia de 25 Km.

FIGURA 1



FIGURA 2

VISTA PANORÁMICA DE YESERA



2.2. ASPECTOS GENERALES DEL TRAMO EN ESTUDIO

2.2.1. ASPECTOS TÉCNICOS

El Área del Proyecto se encuentra formando parte del Valle Central de Tarija, y parte de las serranías de la zona Sub Andina al este de la ciudad de Tarija. En la zona se encuentran diferentes características topográficas que conforman al Valle de Yesera, que se encuentra limitado por serranías, hacia el interior se encuentran laderas, pies de monte y llanuras extensas ligeramente onduladas, con alturas desde los 2.000 m.s.n.m. a 3.000 m.s.n.m., con una altura promedio de Yesera de 2.260 m.s.n.m, una breve descripción de estas características muestra que:

- Las Serranías.- Son bastante escarpadas y accidentadas, litológicamente están constituidas por lutitas grises intercaladas con limotitas y delgados bancos de arenisca.
- Los Pie De Monte.- Son áreas ubicadas después de la serranía con materiales de naturaleza coluvio - aluvial y aluvial.
- La Llanura Fluvio Lacustre.- Es un paisaje resultante de la acción combinada de las aguas fluviales y lacustres, con materiales sedimentarios transportados por los cursos de agua, la topografía varía de plana a poco ondulada.

La parte baja o del Valle, constituye una zona aluvial caracterizada por ser cultivable, con suelos arcillosos, arenosos, y presencia de grava, que van de moderadamente profundos a profundos y regularmente bien drenados.

La micro región de la Provincia Cercado más propiamente la referida a la ciudad de Tarija y sus alrededores, presenta un clima semiárido fresco, mesotermal, con algún exceso de agua; teniéndose entre las comunidades más representativas de esta unidad climática a las comunidades de San Andrés, Tolomosa, Yesera, Santa Ana, Junacas, Tomatitas y la ciudad de Tarija.

2.2.2. ASPECTOS ECÓNICOS

La Provincia Cercado y sus alrededores tienen una vocación agrícola y pecuaria, con zonas agro-ecológicas bien diferenciadas. Así la zona de Santa Ana es predominantemente agrícola destinada a la producción de Vid, la zona de Tolomosa y San Andrés, dedicada a la producción de legumbres y hortalizas, la zona de Yesera a la producción de Frutales, etc.

En el área del proyecto se practica una agricultura que permite el aprovechamiento de las parcelas de acuerdo al tamaño de la finca y de la cantidad de cabezas de ganado que poseen. Los principales cultivos en ambas zonas son la papa, el maíz, el trigo y la arveja. A eso se suma la producción de la leche, lo que ha dado pie a la conformación de empresas ligadas a la industrialización de este producto, asimismo la producción de carne de pollo, que es otro factor importante dentro del desarrollo industrial de la región. Además de la producción agrícola, las actividades económicas que se realizan en la zona de influencia del proyecto, están ligadas a la actividad pecuaria, y las labores de casa.

En este sentido la actividad agrícola, seguida de la ganadera y de las labores realizadas como emigrantes en otros lugares, se constituyen en la principal fuente de ingresos a la población de la zona, aproximadamente como en el cuadro siguiente:

CUADRO 1

FUENTE DE INGRESO DE LA POBLACIÓN DE LA ZONA

RUBROS	Chiguaypolla [%]	Yesera Sud [%]
1.- Agrícola	55	65
2.- Ganadera	25	25
3.- Otras	20	10

FUENTE: Elaboración propia

2.2.3. ASPECTOS SOCIALES

- **Vivienda.-** La población de la zona, se caracteriza por encontrarse distribuida de manera dispersa, la vivienda característica en la zona es rústica compuesta por lo general por dos a tres cuartos que son utilizados como dormitorios y comedor, en algunos casos una galería que se utiliza como comedor y como cocina, casi todas cuentan con baño y sus características son las siguientes: Paredes de adobe, piso de cemento, techo de calamina o teja y algunos servicios dependiendo de la población.
- **Servicios Básicos.-** Los pobladores del área de influencia del camino en su mayor parte cuentan con servicios básicos como ser: agua potable, electricidad y un sistema de eliminación de excretas. En este sentido las familias se proveen de agua en función a los proyectos ejecutados de dotación de agua potable que en su mayoría son tanques elevados y red domiciliaria.
- **Medios de Comunicación.-** Respecto a los medios de comunicación, en las comunidades rurales de la zona del camino no cuenta con los servicios de radios transmisores que los pueda comunicar con otras comunidades y departamentos del país.
- **Educación.-** La educación tiene como fin la formación de la persona, promover la salud, los valores humanos, desarrollar aptitudes científicas y técnicas para el desarrollo; y capacitar a través del lenguaje la expresión y el pensamiento lógico, valorando el trabajo como actividad productiva, formativa y dignificante. En el Municipio de Cercado, según datos preliminares del año 2003, el número de matriculados en la educación escolar fue de 61.189 alumnos. La población matriculada se distribuyó en: Educación, Inicial 9,56%, Educación Primaria 70,92% y Educación Secundaria 19,52%. En cuanto se refiere al promedio de años de estudio tanto en el área urbana como rural, la provincia Cercado

ocupa el más alto lugar con un promedio de 8 años y medio de estudio por estudiante, catalogando a la educación en la zona como regular.

- Salud.- En cuanto a la salud, existe un Puesto Médico en la comunidad de Yesera Norte, el mismo que es atendido por un auxiliar de enfermería, quien se encarga del tratamiento de las enfermedades existentes más comunes como resfríos, fiebres, etc. Y cuya área de atención comprende seis comunidades, que son: Chiguaypolla, Yesera Sud, Yesera Centro, San Sebastián, Yesera Norte y Calderas Grande.
- Transporte.- No tienen una estructura caminera acorde a sus necesidades, este sería un gran obstáculo para el desarrollo económico y social de las comunidades vecinas.

2.2.4. ASPECTOS AMBIENTALES

Esta zona es productora en el sector agrícola y pecuario, la producción varía dependiendo de la época del año y considerando como primer factor de variación en la producción el clima y los fenómenos naturales como ser:

- La lluvia; que generalmente en el área rural ocasiona problemas de comunicación que son mayores debido al deterioro de los caminos vecinales y a la posibilidad de que se produzcan derrumbes y cortes en los mismos, perjudicando así el tránsito de personas y productos hacia los centros de consumo o mercados naturales.
- Las heladas; son condicionantes en la producción agrícola, que los productores tienen que tomar en cuenta a la hora de decidir que cultivo producir, durante los meses de riesgos de ocurrencia de helada (Junio-Agosto).
- La sequía; cuando es prolongada por falta de precipitaciones ocasiona pérdidas considerables en la agricultura y la ganadería, poniendo a la población en una situación de emergencia, por no contar con el líquido elemento.
- Las granizadas; si bien no son frecuentes, cuando ocurren provocan la pérdida de cultivos principalmente.
- Las inundaciones y/o riadas; que se presentan en época lluviosa, principalmente con las permanentes amenazas de desborde de los ríos Guadalquivir, Tolomosa, San Andrés, Santa Ana, Mena, etc. poniendo en riesgo las áreas productivas y poblacionales próximas a la ciudad de Tarija.

A esto se suma la existencia de importantes quebradas cuyas aguas son vertidas en los Ríos nombrados, generando importantes avenidas, con el consiguiente riesgo para las poblaciones que están aguas abajo, como es el caso de San Jacinto, Santa Ana, Tolomosa, San Andrés, Guerra huayco, etc.

2.3. ESTUDIOS PREVIOS AL DISEÑO

2.3.1. ESTUDIO TOPOGRÁFICO

Topografía es la ciencia que estudia el conjunto de procedimientos para determinar las posiciones de puntos sobre la superficie de la tierra por medio de medidas según los 3 elementos: distancia, elevación y dirección.

Los principios de la topografía se basan en los conocimientos de la geometría, la trigonometría, la física, la astronomía y la teoría de las probabilidades. Los rasgos del carácter necesarios para tener éxito como topógrafo o como ingeniero incluyen la precisión, integridad iniciativa, ingenio el razonamiento lógico el buen criterio y una actitud científica imparcial hacia todas las medidas y resultados

El diseño topográfico de una carretera es la aplicación más importante de los conocimientos topográficos relacionados con la taquimetría.

En la construcción de un camino se trata siempre de que la línea quede siempre alojada en terreno plano la mayor extensión posible, pero siempre conservándola dentro de la ruta general. Esto no es siempre posible debido a la topografía de los terrenos y así cuando llegamos al pie de una cuesta la pendiente del terreno es mayor que la máxima permitida para ese camino y es necesario entonces desarrollar la ruta. Debido a estos desarrollos necesarios y a la búsqueda de pasos adecuados es por lo que los caminos resultan de mayor longitud de la marcada en la línea recta entre dos puntos. Sin embargo, debe tratarse siempre, hasta donde ello sea posible, que el alineamiento entre dos puntos obligados sea lo más recto que se pueda de acuerdo con la topografía de la región. Es por esto que la topografía es uno de los factores principales en la localización de una carretera. Generalmente afecta a los alineamientos, pendientes, visibilidad y sección transversal de la vía; montañas, valles, colinas, pendientes escarpadas, ríos y lagos imponen limitaciones en la localización y son por consiguiente; determinantes durante el estudio de las rutas.

Algunas veces los obstáculos topográficos pueden ser iguales, en cuyo caso la orientación geográfica constituye un control para la ruta. Esta orientación significa muy poco en los trópicos, pero en los climas fríos, donde los taludes que reciben directamente los rayos del sol están generalmente más libres de hielo y de nieve durante el invierno, debe tenerse muy en cuenta.

La topografía en la zona tiene bastantes partes erosionadas que nos presentan un terreno hostil con pendientes constantes, también cuenta con partes planas. El camino existente tiene curvas verticales que no cumplen con las pendientes máximas para el tipo de carretera, también se encontraron algunas quebradas que obligan a la ubicación de alcantarillas nuevas o bien la mejora de las ya existentes.

2.3.1.1. TAQUIMETRIA

Es la parte de la topografía cuya aplicación metodológica nos permite realizar trabajos de levantamientos topográficos con información simultánea de planimetría y altimetría.

La aplicación más común de la Taquimetría es la representación de las curvas de nivel.

2.3.1.2. CURVAS DE NIVEL

La representación del terreno, con todas sus formas y accidentes, tanto en su posición en un plano horizontal como en sus alturas, se logra simultáneamente mediante las curvas de nivel. A diferencia de la poligonación cuya representación sólo nos muestra las características en planta y la nivelación cuya representación nos muestra los puntos en elevación, las curvas de nivel nos darán simultáneamente la ubicación de cualquier punto con su dirección, distancia y elevación. Para que sea más objetiva la representación del relieve, el espaciamiento de las curvas debe ser constante. Dependiendo del objeto del trabajo, se pueden espaciar las curvas cada metro, o cada medio metro, o cada 5 ó 10 ó 20 metros. Características de las curvas de nivel:

- a) Toda curva se cierra sobre si misma, ya sea dentro de la zona considerada, o fuera de ella.
- b) No puede una curva dividirse o ramificarse.
- c) No se puede fundir dos o más curvas en una sola. Si en algún caso se ven juntas, la realidad es que están superpuestas, una sobre otra, pero cada cual en su nivel.
- d) Si en algún lugar se cruzan, indicará una cueva o un saliente en volado.

- e) En una zona de pendiente uniforme quedaran curvas equidistantes.
- f) Si las curvas están muy separadas será porque hay pendiente suave, y cuando están muy cercanas la pendiente es fuerte, y si llegan a quedar superpuestas indicara un corte vertical “a pico”.
- g) Una serie de curvas cerradas “concéntricas”, indicara un promontorio o una oquedad, según que las cotas vayan creciendo hacia el centro o decreciendo, respectivamente.

Para obtener la configuración del terreno se aplican dos procedimientos terrestres directos:

- Con secciones transversales.
- Con puntos aislados de configuración.

También por medio de la fotogrametría se puede obtener con bastante aproximación la configuración con curvas de nivel. Esto es de gran utilidad para los estudios generales, sin embargo, finalmente siempre es necesario hacer estudios directos terrestres.

La taquimetría fija la posición de un punto en el terreno por coordenadas polares y da al mismo tiempo la altura de aquél es decir, hace simultáneos los levantamientos planimétricos y altimétricos del terreno.

2.3.1.3. LEVANTAMIENTO TOPOGRAFICO.-

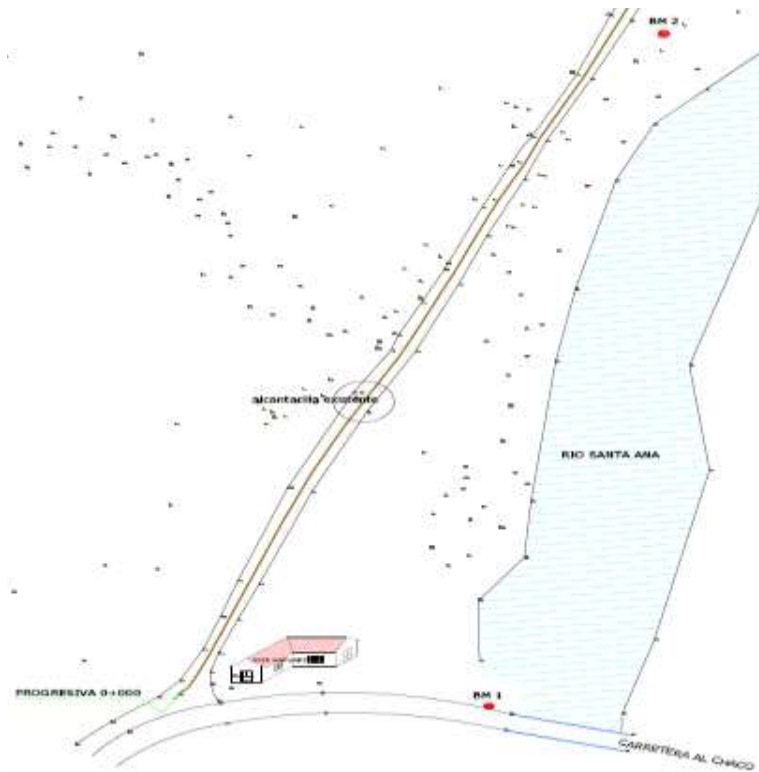
El levantamiento topográfico fue realizado por el Servicio Departamental de Caminos y se realizó para todo el tramo (Santa Ana la Nueva-Yesera Sur), tomando en cuenta que sigue el mismo trazo del camino existente, con la descripción a continuación:

Se tomaron dos puntos GPS con un equipo **GPS (PROMARK 3)**. Los cuales sirvieron como puntos de partida en el trabajo posterior realizado con la estación total.

El punto base BM1 está situado al lado del puente sobre el Río Santa Ana en la carretera hacia el Chaco, y el BM2 está situado entre el río y el camino, como se muestra en el croquis mostrado en la Figura 3.

FIGURA 3

Ubicación de los dos BM's. El punto BM 1 es el punto base



Fotografías aéreas de todo el trayecto, que sirvieron como croquis para el levantamiento, en los cuales se fueron anotando algunos detalles de terreno y del trayecto carretero. (Ubicación de alcantarillas, etc.).

FIGURA 4

Imagen satelital tomada del GoogleEarth, usada como croquis del levantamiento.



2.3.1.3.1. METODO DE TRABAJO

Una vez situados los dos puntos que sirven de BM's, se efectuó el levantamiento de los mismos, utilizando un equipo GPS PROMARK 3 dejándolos estacionados en cada punto 30 min. Con las especificaciones técnicas mostradas en el cuadro 3.

Los datos fueron los siguientes:

CUADRO 2

PUNTO	COORDENADA X	COORDENADA Y	ALTURA
BM 1	337131.995	7619621.248	1985.135
BM 2	337181.455	7619905.827	1999.023

FUENTE: Elaboración propia

Teniendo estos datos fundamentales de partida, se empezó el levantamiento usando una estación total. Para usar el equipo se necesita un par de puntos (punto estación y punto referencia), una vez ubicado el equipo en el BM 1 se empezó a leer los puntos ubicando en primer lugar nuestra progresiva 0+000 en el terreno. Luego se trasladó el equipo hasta este punto y se tomó como referencia el BM 1. El levantamiento a través de los 24 Kms. del tramo consistió en tomar puntos a lo largo de todo el trayecto 35 mts. A partir del eje del camino, tanto al lado izquierdo como al lado derecho; teniendo un total de longitud transversal de 70 mts. Tomando en cuenta que los puntos estación (STN) del equipo sirven como puntos para la poligonal principal.

CUADRO 3

Sistema de grilla	Univ. Transverse Merc. S
Zona	ZN 20 (60°W – 66°W)
Datum Geodésico	World geodesia system 1984
Elevación	11540451
Angulo de corte	10
Tiempo visado	00hrs:30min
Numero de satélites	10
PDOP	1.7
Tipo de antena	11540451
Tipo de medición	Estática

FUENTE: Elaboración propia

En quebradas y ríos se hizo el levantamiento a partir del eje del camino 500 mts aguas arriba y 500 mts aguas abajo, también se levantó arroyos de poca importancia tomando en cuenta que para ambos casos se levantó transversales con un mínimo de tres puntos.

Se tomaron como mínimo 4 puntos por transversal, y en lugares donde se exigía detalle en la topografía se tomaron los puntos necesarios.

Se pusieron estacas de madera en el camino actual para indicar la distancia recorrida acumulada (progresiva) y una señal con pintura puesta a un costado de la vía para conocer el valor de dicha estaca. Como se muestra en la figura 5.

FIGURA 5

Estaca colocada en el eje del camino actual



FIGURA 6

Señalizaciones dejadas al borde del camino para mostrar el valor de la progresiva del trayecto recorrido.



Se dejaron 7 probetas de hormigón BMs ubicadas a una distancia aproximada de 1Km una de otra, con el fin de tener un punto base en coordenadas x, y, z para el posterior replanteo, algunas de ellas están ubicadas cerca del camino actual y algunas otras tuvieron que ser

ubicadas en lugares altos para que se puedan ver en la figura se muestra la posición final de una de ellas (progresiva 1+000).

FIGURA 7

Probeta de hormigón colocada aproximadamente a 1000 m una de otra.



La posterior edición de los datos tomados en campo fueron realizados con el mismo equipo utilizando el software **PROLINK versión 1.15**, los mismos que tienen el detalle siguiente:

CUADRO 4

PUNTO	X	Y	Z
--------------	----------	----------	----------

FUENTE: Elaboración propia

PUNTO.- número que el equipo aplica al punto a partir de un número inicial.

Ej. **PTO 600.**

X.- coordenada norte

Y.- coordenada este

Z.- altura sobre el nivel del mar (m)

2.3.1.3.2. CARACTERÍSTICAS TÉCNICAS DEL EQUIPO UTILIZADO

2.3.1.3.2.1. ESTACION TOTAL

FIGURA 8
ESTACION TOTAL SOKKIA SET 530 RK



2.3.1.3.2.2 GPS

GPS estacionario de alta precisión marca **Promark3™** y software de postproceso **ASHTECH SOLUTIONS** Thales Navigation, Sta Clara, CA, USA.

FIGURA 9
GPS MARCA PROMARK 3



CUADRO 5
Cuadro de especificaciones de la estación total.

Telescopio		De rotacion completa, mira coaxial y opticas de medicion de distancia	
Longitud		170mm (6.7in.)	
Apertura del objetivo		45mm (1.8in)(EDM: 48mm(1.9 in))	
Aumentos		26x	
Imagen		Directa	
Poder de resolucion		3"	
Campo de vision		1o 30 (26m/1000m)	
Distancia focal minima		1,0m 3.3ft)	
Iluminacion del reticulo		Incorporado. 5 niveles de brillo	
Medicion angular		con codificador rotativo fotoelectronico absoluto. Ambos circulos adoptan la deteccion diam	
Unidad	H&V	segundo/gon/mil, seleccionable	
Resoluciones en pantalla	H&V	1", 0.2 mgon. 0.005 mil / 0.02 mil, seleccionable	
Precision (ISO 12857-2 1997)	H&V	6" (1.9 mgon) 0.025 mil	
Tiempo de medicion	H	menos que 0.5 seg. Continuo	
Modo de medicion	H	en sentido de las manecillas del reloj, en contra de las manecillas del reloj, seleccionable.	
	V	cenit 0°, horizontal 0°, horizontal 0°+90, pendiente en porcentaje, seleccionable.	
Compensador automatico de doble eje		ENCENDIDO (V&H, V solamente)/ Apagado seleccionable.	
	Tipo	sensor liquido de inclinacion de doble eje.	
	Rango	+ -3' (+ - 55mgon), pantalla de advertencia " fuera de rango " proporcionada	
	Resolucion de Pantalla	de acuerdo a resolucion de pantalla	
Programa de collimacion		ENCENDIDO/APAGADO seleccionble.	
Tornillos de movimiento fino			
Medicion de la distancia		luz modelada casi infrarroja, (IEC Calse 1LED)	
Rango de medicion (distancia de la pendiente)	Con blanco de hoja reflectivo RS90N-	A	2m hasta 120m
	Con prisma compacto CP01	A	1m hasta 800m
	Con prisma AP01	A	1m hasta 2400m
		G	1m hasta 2700m
	Con tres prismas AP01	A	1m hasta 3100m
		G	1m hasta 3500m
	Con prisma	Medicion fina	+ - (2+2ppm x D) mm
		Medicion rapida	+ - (5+5ppm x D) mm
Precision	Con blanco de hoja reflectiva*1	Medicion fina	+ - (4+3ppm x D) mm
		Medicion rapida	+ - (5+5ppm x D) mm
Unidad		metros / pies / plg. seleccionable	
Resolucion de pantalla	Medicion fina	0.001m	
	Medicion rapida	0.001m	
	Medicion de rastreo	0.01m	
Tiempo de medicion	Medicion fina	cada 1.6 seg	
	Medicion rapida	cada 0.8 seg	
	Medicion de rastreo	cada 0.3 seg	
Modo de medicion		medicion fina / medicion rapida / seguimiento , seleccionable	
Correccion atmosferica		(1) temperatura /entrada de temperatura, (2) entrada ppm, (3) sin compensacion.	
Correccion constante del prisma		- 99 hasta + 99 mm	
Refraccion & correccion de la curvatura de la tierra		encendido / apagado , seleccionable	
Almacenamiento y transferencia de datos			
almacenamiento de datos	Memoria interna	unos 10000 puntos	
	Unidad de tarjeta de memoria compacta flash*2	opcional	
Regulacion del factor de escala		0.5 hasta 0.2	
Interface		serial asincrono, compatible con RS-232C	
Salida de la impresora		compatible con centronics	
General			
Pantalla		LCD matriz de puntos alfanumerico con luz posterior en una cara.	
Teclado		4 teclas programables y 11 en cada cara	
Teclado inalambrico			
sensibilidad de los niveles	Nivel de placa	40"/2mm	
	Nivel circular (en la base nivelante)	10"/2mm	
	Nivel de LCD grafico	3' / circuito externo	
Plomada optica (laser opcional)		imagen: directa, magnificacion:3x, enfocar minimo: 0.3 m	
Proteccion contra el agua y polvo		conformidad con la base IP66	
Temperatura de operacion *3		- 20°C hasta +50°C	
Altura del eje de inclinacion/ Soporte giratorio		236 mm desde el fondo de la base nivelante, 193 mm desde el plato de la base nivelante	
Tamaño con mango y bateria		ancho 165 x prof. 170 x alt. 341 mm	
Peso con mango, bateria y base nivelante		5.2 kg.	
Suministro de energia		voltaje de operacion 6.7 v - 8.2 v	
		tiempo de recarga con cargador rapido standrad: menos de 2 horas	
Pantalla del nivel de la bateria		4 pasos con mensaje de advertencia	
Corte automatico de la energia		30/15/10/5 minutos despues de la ultima operacion	
Codigo de seguridad anti robos		incluido.	

2.3.1.3.3. DETALLE DE COORDENADAS GEOGRÁFICAS

El detalle de coordenadas geográficas del levantamiento topográfico se encuentra en el **Anexo I.**

2.3.2. ESTUDIO DE SUELOS

El termino suelo, tal como es usado por los ingenieros y como es adoptado en mecánica de suelos, cubre una mayor extensión y variedad de materiales que el mismo término cuando es usado por los legos o bien en la forma definida por los agrónomos.

Pero de acuerdo con el concepto de ingeniería que es más amplio, se considera que los suelos incluyen todos los materiales terrosos, orgánicos e inorgánicos que se encuentran en la capa directamente encima de la corteza rocosa de nuestro planeta.

Una gran parte de las dificultades encontradas en los trabajos de cimentación se debe a la naturaleza del suelo. Podemos definir que la naturaleza del suelo es variable ya que es un material difícil de manejar debido a la complejidad de sus propiedades físicas y debido también a la gran cantidad de propiedades que deben tomarse en consideración cuando se desea tener una información más o menos completa sobre su comportamiento futuro.

No es tanto la característica variable de los suelos lo que en general conduce a problemas complejos, sino la naturaleza variable del suelo en un sitio de construcción dado. Si se toman dos muestras de suelo a unos cuantos pies de distancia aun siendo de un mismo estrato de suelo que pudiera describirse como relativamente homogéneo, pueden tener propiedades que difieran bastante. Esta naturaleza variable o errática es típica, prácticamente en todos los depósitos de suelo y en múltiples ocasiones dificulta la determinación de las propiedades representativas del mismo.

Al abordar una obra de carreteras hay que estudiar los materiales existentes en la traza y en sus alrededores, determinando sus características y propiedades.

Las clasificaciones de suelos nos permiten agrupar los suelos según sus propiedades fundamentales, de forma que se pueda garantizar su igual o similar comportamiento una vez puestos en obra, es por esto que es de vital importancia realizar un estudio de suelos completo y minucioso para no tener dificultades posteriores.

2.3.2.1. MUESTREO DE SUELOS

Para realizar el muestreo de suelos, generalmente se ejecutan pozos distanciados entre 300 a 600 metros, aparte de los que deban ejecutarse en puntos singulares. Pueden realizarse pozos más próximos si lo exige la topografía del área, naturaleza del depósito cuando los suelos se presentan en forma errática. Asimismo deben delimitarse las zonas en que se detecten suelos que se consideren inadecuados. En todo caso, al programar una exploración se deben considerar las siguientes pautas generales:

1. Ubicar puntos de prospección a distancias aproximadamente iguales, para luego densificar la exploración si se estima pertinente.
2. Prospeccionar aquellos sectores que soportarán rellenos o terraplenes de importancia y aquellos en que la rasante se ubica muy próxima al terreno natural ($h < 0.6$ m).
3. Inspeccionar aquellas zonas en que se tienen cortes de importancia, ubicando los puntos de cambio de cortes a terraplén para conocer el material al nivel de la subrasante.
4. Inspeccionar el subsuelo en aquellos puntos en que se ubican obras de arte y estructuras importantes.

Los métodos más usados para los estudios de superficie que conducen al reconocimiento del perfil estratigráfico son:

LAS CALICATAS

Las calicatas permiten la inspección directa del suelo que se desea estudiar y, por lo tanto, es el método de exploración que normalmente entrega la información más confiable y completa. En suelos con grava, la calicata es el único medio de exploración que puede entregar información confiable, y es un medio muy efectivo para exploración y muestreo de suelos de fundación y materiales de construcción a un costo relativamente bajo. Es necesario registrar la ubicación y elevación de cada pozo, los que son numerados según la ubicación. Si un pozo programado no se ejecuta, es preferible mantener el número del pozo en el registro como "no realizado" en vez de volver a usar el número en otro lugar, para eliminar confusiones. La profundidad está determinada por las exigencias de la investigación pero es dada, generalmente, por el nivel freático. La sección mínima recomendada es de 0,80 m por 1,00 m, a fin de permitir una adecuada inspección de las paredes. El material excavado deberá depositarse en la superficie en forma ordenada separado de acuerdo a la profundidad

y horizonte correspondiente. Debe desecharse todo el material contaminado con suelos de estratos diferentes. Se dejarán plataformas o escalones de 0,30 a 0,40 metros al cambio de estrato, reduciéndose la excavación. Esto permite una superficie para efectuar la determinación de la densidad del terreno. Se deberá dejar al menos una de las paredes lo menos remoldeada y contaminada posible, de modo que representen fielmente el perfil estratigráfico del pozo. A cada calicata se le deberá realizar un registro adecuado que pasará a formar parte del informe respectivo. La descripción visual de los diferentes estratos se presentará en una tabla que debe contener como mínimo, la ubicación, profundidad y clasificación de cada suelo encontrado.

Se ha realizado la investigación geotécnica correspondiente a lo largo del trazado, ajustándose al alcance del Diseño Final de ingeniería y habiéndose efectuado una calicata aproximadamente cada quinientos metros de espaciamiento en todo el tramo a diseñarse. La profundidad excavada ha sido de un mínimo de 1.50 m. con la finalidad de efectuar un reconocimiento de los suelos y materiales naturales existentes en esta zona, el muestreo de campo se realizó durante la época de lluvias (noviembre y diciembre).

Se excavaron 13 calicatas de investigación a lo largo del tramo, que partiendo de la bifurcación del camino asfaltado Tarija - Villamontes, que se inicia en la comunidad de Santa Ana La Nueva hasta llegar a la comunidad de Yesera Sud, ubicada a 7 Km del punto inicial. Las muestras obtenidas en el trazo fueron trasladadas al laboratorio del Servicio Departamental de Caminos a fin de realizar los ensayos de caracterización, físicos y mecánicos respectivos. En las muestras obtenidas de la traza, se han realizado los siguientes ensayos de laboratorio: humedades naturales, análisis granulométricos, límites de consistencia, compactación y valor soporte California (C.B.R.).

Todos los ensayos han sido realizados de acuerdo a lo establecido en las normas de la American Association of State Highway and Transportation Officials (AASHTO).

2.3.2.2. ENSAYOS DE LABORATORIO

Los informes respectivos de cada ensayo, comprenden el análisis de los materiales y suelos a lo largo del trazo de la vía diseñada, el objetivo de los ensayos es caracterizar geotécnicamente los suelos naturales a lo largo de la vía.

2.3.2.2.1. CONTENIDO DE HUMEDAD.-

El objetivo del ensayo es determinar el contenido de humedad que poseen las diferentes muestras del tramo en estudio que serán analizadas en laboratorio.

El contenido de humedad natural, que se determina de los materiales en sitio es de suma importancia, ya que controla las características de resistencia del suelo y define su uso práctico como material de subrasante. Asimismo, la presencia del nivel freático es importante para definir los niveles de los terraplenes y comportamiento de los materiales.

La humedad en un suelo siempre está presente. Es un requisito indispensable en todas las obras de ingeniería, hallar que porcentaje de agua que conforma la masa del suelo con el que se trabaja. Una muestra de suelo tiene vacíos llenos de aire y otros con agua. En esta práctica nos avocaremos a los vacíos contenidos por el agua.

El contenido de humedad en una muestra de suelo se define como la cantidad de agua que se encuentra dentro de una muestra de suelo y se expresa en porcentaje.

Los datos más importantes junto a los resultados se expresan en el cuadro a continuación:

Datos y Resultados

Temperatura del horno: $T=105^{\circ}\text{C}$

Tiempo de evaporación: $t= 24$ Horas

Peso muestra húmeda: $Ph= 50$ gramos

CUADRO 6
PORCENTAJE DE HUMEDAD

Muestra	Ph (gr.)	Ps (gr.)	W" (gr.)	W (%)
M1	50	44.80	5.20	11.6
M2	50	40.23	9.77	24.3
M3	50	46.08	3.92	8.5
M4	50	43.78	6.22	14.2
M5	50	41.25	8.75	21.2
M6	50	40.36	9.64	23.9
M7	50	44.37	5.63	12.7
M8	50	42.96	7.04	16.4
M9	50	44.68	5.32	11.9
M10	50	45.45	4.55	10.0
M11	50	44.32	5.68	12.8
M12	50	44.60	5.40	12.1
M13	50	45.50	4.50	9.0

FUENTE: Elaboración propia

2.3.2.2.2. ANÁLISIS GRANULOMÉTRICO.

El análisis granulométrico de un suelo se basa fundamentalmente en el tamizado del suelo ya sea en forma manual o en forma mecánica a través de un motor; este trabajo se lo realiza en cernidores que tienen diferentes medidas, es decir es la determinación de los porcentajes de grava, arena, limo y arcilla que se encuentra en cierta masa de suelo.

El método que se usa en caso de que los suelos sean granulares es el método seco, que permite fácilmente determinar los porcentajes de grava y arena mediante el uso de un juego de tamices. Estos tamices tienen aberturas calibradas, y éstas varían desde 10.16 cm que equivale a 4' hasta 0.074 mm que equivale al tamiz N° 200 que significa que una pulgada está dividida en 200 partes iguales, éstas medidas pertenecen a la serie de tamices de U.S. Bureau of Standard.

Para el caso de que el suelo contenga material fino como limo y arcilla, se debe utilizar un segundo método que sería por vía húmeda.

El análisis granulométrico consiste en pasar el suelo por una serie de tamices, previo conocimiento del peso total de la muestra; la parte del suelo retenido por cada tamiz se calcula en forma individual con relación al peso total y seguidamente se determinan los porcentajes que pasan por cada tamiz.

El diámetro aproximado de las partículas que componen un suelo desde los más gruesos hasta los más finos sería:

- Piedra Bolón..... 12 pulgadas.
- Cantos Rodados..... 6 a 12 pulgadas.
- Grava..... 2 mm a 6 pulgadas.
- Arena..... 0.06 mm a 2 mm.
- Limo..... 0.002 mm a 0.06 mm.
- Arcilla..... menores a 0.002 mm.

El número de malla significa el número de la abertura por pulgada lineal de tamiz. Esta especificación fue realizada por Tyler de la U.S. Bureau of Standard y es la única forma de reconocer cualquier tipo de tamiz de número dado.

Debido a la gran variedad de tamaños de granos se ha tratado de dividir en secciones toda la escala de tamaños existiendo para esto varios tipos de proporciones y al más aceptable es la adoptada por la A.S.T.M. (American Society for Testing and Materials) en esta escala las

gravas corresponden a las partículas más gruesas que incluyen a los granos mayores al tamiz N° 4 (4.76 mm), la arena está comprendida entre el tamiz N° 200 (0.074 mm).

Los granos finos menores que el tamiz N° 200 se subdividen en limos que son mayores a 0.002 mm y dentro de los menores a 0.002 mm se encuentran las denominadas arcillas.

La mejor manera de representar la graduación de los suelos es haciendo uso de las curvas granulométricas, donde diferentes tamaños de granos se dibujan en el eje de las abscisas a escala logarítmica y los porcentajes en peso del material que pasa cada tamiz en el eje de las ordenadas a escala natural. La unión de varios puntos nos llega a dar la curva granulométrica del suelo estudiado. La forma de la curva empinada nos indica que se trata de un suelo uniforme, mientras que la curva suave y un tanto extendida nos indica que se trata de un suelo bien graduado. A veces se presenta inflexiones en la curva lo que indica que el material ensayado es de graduación incompleta.

El objetivo principal por el cual se realiza este ensayo es obtener el tamaño y la distribución de sus partículas para determinar sus propiedades y clasificar el suelo.

El resumen de la granulometría de cada muestra está representado en el cuadro a continuación:

CUADRO 7
GRANULOMETRIA DE LAS MUESTRAS

N°	% Que Pasa por el tamiz								
	2"	1 1/2"	1"	3/4"	3/8"	No. 4	No. 10	No. 40	No.
M1	100.0	89.6	83.3	80.7	67.4	56.6	44.8	33.9	25.2
M2			100.0	98.3	92.3	81.5	63.4	49.5	38.5
M3		100.0	82.0	78.3	73.3	66.2	56.1	37.1	25.5
M4		100.0	96.9	92.6	87.7	86.1	82.3	79.2	45.5
M5			100.0	90.6	81.0	77.4	66.4	53.3	46.7
M6			100.0	94.4	81.7	72.8	67.0	53.1	42.9
M7					100.0	99.7	99.0	97.2	32.1
M8							100.0	99.4	37.8
M9							100.0	98.3	45.4
M10							100.0	96.1	29.6
M11							100.0	95.4	34.8
M12							100.0	94.2	30.4
M13							100.0	95.3	32.5

FUENTE: Elaboración propia

2.3.2.2.3. LÍMITES DE CONSISTENCIA.-

Existen diferentes tipos de límites para el suelo, pero nos abocaremos al estudio de los límites propuestos por A. Atterberg. Los límites propuestos por Atterberg son los siguientes:

- a) **Límite plástico** .- Es el contenido de humedad por debajo del cual se puede considerar el suelo como material no plástico.
- b) **Límite líquido** .- Es el contenido de humedad por debajo del cual el suelo se comporta como material plástico. A este nivel de contenido de humedad el suelo está en el vértice de cambiar su comportamiento al de un fluido viscoso.
- c) **Límite de cohesión** .- Es el contenido de humedad con el cual las boronas de suelo son capaces de pegarse unas a otras.
- d) **Límite de pegajosidad** .- Es el contenido de humedad con el cual el suelo comienza a pegarse a las superficies metálicas tales como la cuchilla de la espátula.
- e) **Límite de contracción** .- Es el contenido de humedad por debajo del cual no se produce reducción adicional de volumen o contracción del suelo.

La frontera convencional entre los estados semilíquido y plástico fue llamada por Atterberg **límite líquido**, nombre que hoy se conserva, Atterberg lo definió en términos de una cierta técnica de laboratorio que consistía en colocar el suelo remoldeado en una cápsula, formando en el una ranura y en hacer cerrar la ranura golpeando secamente la cápsula contra una superficie dura; el suelo tenía el contenido de agua correspondiente al límite líquido cuando los bordes inferiores de la ranura se tocaban, sin mezclarse, al cabo de un cierto número de golpes.

La frontera convencional entre los estados plástico y semisólido fue llamada por Atterberg **límite plástico** y definida también en términos de manipulación de laboratorio. Atterberg rolaba un fragmento de suelo hasta convertirlo en un cilindro de espesor no especificado, el agrietamiento y desmoronamiento del rollito, en un cierto momento, indicaba que se había alcanzado el límite plástico y el contenido de agua en tal momento era la frontera deseada.

A las fronteras anteriores, que definen el intervalo plástico del suelo se les ha llamado Límites de plasticidad. Atterberg consideraba que la plasticidad del suelo quedaba determinada por él límite líquido y por la cantidad máxima de una cierta arena, que podía ser agregada al suelo, estando este contenido de agua correspondiente al límite líquido, sin que perdiera por completo su plasticidad. Además encontró que la diferencia entre los valores de los límites de plasticidad, llamada **índice plástico**:

Indice de plasticidad = Limite liquido – Limite plástico

El objetivo de la realización de esta práctica es determinar los límites de consistencia del suelo para poder clasificar al suelo según sus características y propiedades.

Los resultados obtenidos de los ensayos correspondientes para el cálculo de los límites de consistencia son:

CUADRO 8
LIMITES DE CONSISTENCIA E INDICE PLASTICO

Nº Muestra	LL	LP	IP
M1	31,30	16.10	15,20
M2	25,00	14.80	10,20
M3	26,40	17.30	9,10
M4	28,80	17.90	10,90
M5	25,70	16.80	8,90
M6	22,80	13.50	9,30
M7	22,90	12.30	10,60
M8	25,20	13.50	11,70
M9	27,50	12.40	15,10
M10	17,60	11.20	6,40
M11	16,90	8.80	8,10
M12	20,20	9.10	11,10
M13	19,80	9,30	10,50

FUENTE: Elaboración propia

2.3.2.2.4. ENSAYO DE COMPACTACIÓN.-

La compactación de suelos es el proceso artificial por el cual las partículas de suelo son obligadas a estar más en contacto las unas con las otras, mediante una reducción del índice de vacíos, empleando medios mecánicos, lo cual se traduce en un mejoramiento de sus propiedades ingenieriles.

La importancia de la compactación de suelos estriba en el aumento de la resistencia y disminución de la capacidad de deformación que se obtiene al someter el suelo a técnicas convenientes, que aumentan el peso específico seco, disminuyendo sus vacíos.

Los métodos empleados para la compactación de suelos dependen del tipo de materiales con que se trabaje en cada caso; en los materiales puramente friccionantes como la arena, los métodos vibratorios son los más eficientes, en tanto que en suelos plásticos el procedimiento de carga estática resulta el más ventajoso.

En la práctica, estas características se reflejan en el equipo disponible para el trabajo, tales como: plataformas vibratorias, rodillos lisos, neumáticos o patas de cabra.

El objetivo de este ensayo es determinar la densidad máxima y la humedad óptima de las diferentes muestras de suelo obtenidas.

Se ha empleado el método de ensayo modificado para la determinación de la relación humedad - densidad seca de suelos, de acuerdo a lo previsto en la norma AASHTO Designación T-180, en concordancia con las Especificaciones Técnicas Generales empleadas en caminos.

Los resultados del ensayo de compactación se describen en el cuadro 9.

CUADRO 9
DENSIDAD MAXIMA Y HUMEDAD ÓPTIMA

MUESTRA	DENSIDAD MAXIMA (Kg/dm³)	HUMEDAD ÓPTIMA (%)	OBSERV.
Muestra 1	2.008	9.00	
Muestra 2	2.034	11.10	Igual a la muestra3
Muestra 3	2.034	11.10	Igual a la muestra2
Muestra 4	1.995	10.10	Igual a la muestra8
Muestra 5	2.091	10.50	Igual a la muestra6
Muestra 6	2.091	10.50	Igual a la muestra5
Muestra 7	1.970	12.10	Igual la muestra 12
Muestra 8	1.995	10.10	Igual a la muestra4
Muestra 9	1.962	10.80	
Muestra 10	2.034	9.90	
Muestra 11	2.049	9.30	
Muestra 12	1.970	12.10	Igual a la muestra7
Muestra 13	2.078	9.30	

FUENTE: Elaboración propia

2.3.2.2.5. VALOR SOPORTE CALIFORNIA (CBR).-

En esta práctica denominada “Ensayo de la Relación de Soporte de California (CBR)” se expresa el resultado como un porcentaje del esfuerzo requerido para hacer penetrar un pistón en el suelo que se ensaya, dividiendo por el esfuerzo requerido para hacer penetrar el mismo pistón hasta la misma profundidad en una muestra patrón de piedra triturada.

El ensayo de CBR mide la resistencia al corte de un suelo bajo condiciones de humedad y densidad controladas. El ensayo permite obtener un numero de la relación de soporte, pero de la aseveración anterior es evidente que este número no es constante para un suelo dado sino que se aplica solo al estado en el cual se encontraba el suelo durante el ensayo. También

es interesante comentar que el experimento puede hacerse en el terreno o en el suelo compactado, pero en nuestro caso se realizó en el suelo compactado en laboratorio.

Los ensayos para la determinación de la Relación Soporte California (C.B.R.), se realizaron en concordancia con el método de ensayo AASHTO Designación T - 193.

Los resultados del ensayo se encuentran en el cuadro siguiente:

CUADRO 10
VALOR SOPORTE DE CALIFORNIA

MUESTRA N°	CBR					
	CBR			EXP		
	100%	97%	95%	100%	97%	95%
M1	13,2	11,1	10,2	1,63	1,81	1,72
M2	13,7	10,1	8,5	1,83	1,94	1,93
M3	13,7	10,1	8,5	1,83	1,94	1,93
M4	8,5	6,2	5,1	1,04	1,21	1,25
M5	9,5	6,8	5,1	0,71	0,76	0,78
M6	9,5	6,8	5,1	0,71	0,76	0,78
M7	8,0	7,4	7,2	0,73	0,84	0,89
M8	8,5	6,2	5,1	1,04	1,21	1,25
M9	5,1	4,0	3,6	1,19	2,06	1,67
M10	11,3	9,2	8,6	1,00	1,19	1,21
M11	11,7	10,6	9,8	0,91	0,98	1,00
M12	8,0	7,4	7,2	0,73	0,84	0,89
M13	9,6	8,7	8,0	0,85	0,91	0,93

FUENTE: Elaboración propia

2.3.2.3. CLASIFICACIÓN DE SUELOS

Las clasificaciones de suelos más usadas en carreteras son:

- La clasificación ASTM
- La clasificación AASHTO

Clasificación ASTM

La clasificación ASTM, conocida también como USCS (Unified Soil Classification System), fue desarrollada por esta organización (American Society for Testing Materials) y es una clasificación en forma de árbol binario en el que, salvo excepciones, cada rama se divide en

dos. Las propiedades utilizadas son la granulometría para las gravas y las arenas y la plasticidad para los finos. También utiliza el contenido de materia orgánica para la clasificación de los materiales finos. Es posible incluso realizar una clasificación aproximada a partir de inspecciones de campo, si bien ello no debe llevarse más allá de los estudios iniciales.

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

Clasificación AASHTO

La clasificación AASHTO (American Association of State Highway and Transportation Officials) fue adoptada en 1931 por el Bureau of Public Roads de Estados Unidos y no pretende identificar el suelo según su naturaleza (grava, arena, arcilla, limo), sino simplemente señalar que tipo de suelos son más útiles para la construcción de infraestructuras.

Así, se diferencian siete grupos de suelos, denominados A-1 a A-7, más otro que agrupa a los suelos orgánicos. Los suelos A-1 a A-3 son suelos granulares. Los suelos A-4 a A-7 son suelos finos.

Los tipos establecidos en la clasificación AASHTO son claramente desiguales en cuanto a la variedad de suelos que se engloban en cada uno de ellos. Así, los suelos A-3 son poco frecuentes, mientras que una gran variedad de gravas y arenas con proporciones de finos considerables y una gran dispersión de plasticidades están agrupadas en el tipo A-2.

Como complemento a la clasificación se definió el índice de grupo, que se determina en función a la proporción de finos, límite líquido y el índice de plasticidad. Este índice toma valores entre 0 y 20 o más, correspondiendo los menores a los mejores suelos.

Los suelos investigados han sido clasificados de acuerdo a los sistemas AASHTO y SUCS. Sobre la base de la caracterización en ambos sistemas de clasificación, se ha basado el análisis y las agrupaciones de las muestras indicadas, obteniendo la siguiente clasificación:

CUADRO 11

CLASIFICACIÓN DE SUELOS

MUESTRA N°	CLASIFICACION	CLASIFICACION SUCS
	AASHTO	
M1	A2-6 (1)	GC
M2	A-4 (0)	SC
M3	A2-4 (0)	SM-SC
M4	A-6 (1)	SC
M5	A-4 (1)	SC
M6	A-4 (1)	SC
M7	A2-6 (0)	SC
M8	A-6 (1)	SC
M9	A-6 (3)	SC
M10	A2-4 (0)	SM-SC
M11	A2-4 (0)	SM-SC
M12	A2-6 (0)	SC
M13	A2-6 (0)	SC

FUENTE: Elaboración propia

De donde definimos el tipo de suelos y porcentaje de existencia en el trazo del camino actual que se describe en el cuadro 12.

CUADRO 12
TIPO DE SUELOS

CLASIFICACIÓN AASHTO Y SUCS	CANTIDAD DE MUESTRAS	PORCENTAJE (%)
A2-6 (1) o GC	1	7.69
A-4 (0) o SC	1	7.69
A2-4 (0) o SM-SC	3	23.08
A-6 (1) o SC	2	15.38
A-4 (1) o SC	2	15.38
A2-6 (0) o SC	3	23.08
A-6 (3) o SC	1	7.69
TOTAL	13	100 %

FUENTE: Elaboración propia

De los resultados mostrados en el cuadro anterior se confirma la predominancia de los suelos finos en el total de los suelos encontrados en el trazo.

El 46.14% de las muestras corresponden a suelos desde A-4 (arcillas) hasta A-6 (arenas arcillosas). Luego se tienen suelos A-2-6 (0) o SC (arenas arcillosas) en un 23.08 %. Una sola muestra corresponde a un suelo A-2-6 (1), que es grava arcillosa y representa el 7.69% de las muestras y finalmente se tiene un 23.08% de muestras que corresponden a suelos tipo A-2-4 (0) o SM-SC que son suelos arenosos-limosos o arenosos-arcillosos.

Es decir, se concluye que: en el tramo predominan los suelos arcillosos y arenosos con arcilla o limo. Para clasificar mejor los suelos los dividiremos en tres grupos con detalle descrito en el cuadro 13.

CUADRO 13
TIPO DE SUELOS PARA EL DISEÑO

TIPO DE SUELO CLASIFICACIÓN AASHTO Y SUCS	CANTIDAD DE MUESTRAS	PORCENTAJE (%)
S1: Arcillas y Arenas Arcillosas	6	46.14
S2: Arenas limosas o arcillosas	6	46.16
S3: Grava Arcillosa	1	7.69
TOTAL	13	100

FUENTE: Elaboración propia

2.3.2.4. RESUMEN DE ENSAYOS

CUADRO 14
RESUMEN ENSAYOS DE SUELOS

Muestra Nº	Prof. (m)	%W	Límites de Consistencia		GRANULOMETRÍA Porcentaje que pasa por el tamiz									
			LL	IP	Progr.	2"	1 ½"	1"	¾"	3/8"	Nº4	Nº10	Nº40	Nº200
M1	1,50	11,6	31,3	15,2	0+000	100	89,6	83,3	80,7	67,4	56,6	44,8	33,9	25,2
M2	1,50	24,3	25,0	10,2	0+500			100,	98,3	92,3	81,5	63,4	49,5	38,5
M3	1,50	8,5	26,4	9,1	1+000		100	82,0	78,3	73,3	66,2	56,1	37,1	25,5
M4	1,50	14,2	28,8	10,9	1+500		100	96,9	92,6	87,7	86,1	82,3	79,2	45,5
M5	1,50	21,2	25,7	8,9	2+000			100	90,6	81,0	77,4	66,4	53,3	46,7
M6	1,50	23,9	22,8	9,3	3+000			100	94,4	81,7	72,8	67,0	53,1	42,9
M7	1,50	12,7	22,9	10,6	3+500					100	99,7	99,0	97,2	32,1
M8	1,50	16,4	25,2	11,7	4+000							100	99,4	37,8
M9	1,50	11,9	27,5	15,1	4+500							100	98,3	45,4
M10	1,50	10,0	17,6	6,4	5+000							100	96,1	29,6
M11	1,50	12,8	16,9	8,1	6+000							100	95,4	34,8
M12	1,50	12,1	20,2	11,1	6+500							100	94,2	30,4
M13	1,50	9,0	19,8	10,5	7+000							100	95,3	32,5

FUENTE: Elaboración Propia

CUADRO 15
RESUMEN ENSAYOS DE SUELOS

Muestra Nº	Prof. (m)	Progr.	% de Material			Clasificación de Suelos	
			% Grava	% Arena	% Finos	AASHTO	SUCS

M1	1,50	0+000	43,4	31,4	25,2	A2-6 (1)	GC
M2	1,50	0+500	18,5	43,0	38,5	A-4 (0)	SC
M3	1,50	1+000	33,8	40,7	25,5	A2-4 (0)	SM-SC
M4	1,50	1+500	13,9	40,6	45,5	A-6 (1)	SC
M5	1,50	2+000	22,6	30,7	46,7	A-4 (1)	SC
M6	1,50	3+000	27,2	29,9	42,9	A-4 (1)	SC
M7	1,50	3+500	0,3	67,6	32,1	A2-6 (0)	SC
M8	1,50	4+000	0,0	62,2	37,8	A-6 (1)	SC
M9	1,50	4+500	0,0	54,6	45,4	A-6 (3)	SC
M10	1,50	5+000	0,0	70,4	29,6	A2-4 (0)	SM-SC
M11	1,50	6+000	0,0	65,2	34,8	A2-4 (0)	SM-SC
M12	1,50	6+500	0,0	69,6	30,4	A2-6 (0)	SC
M13	1,50	7+000	0,0	67,5	32,5	A2-6 (0)	SC

FUENTE: Elaboración Propia

**CUADRO 16
RESUMEN ENSAYOS DE SUELOS**

Muestra N°	Progr.	Compactación AASHTO T-180		C.B.R.					
		D máx.	W ópt.	CBR			EXP		
				100%	97%	95%	100%	97%	95%
M1	0+000	2,008	9,0	13,2	11,1	10,2	1,63	1,81	1,72
M2	0+500	2,034	11,1	13,7	10,1	8,5	1,83	1,94	1,93
M3	1+000	2,034	11,1	13,7	10,1	8,5	1,83	1,94	1,93
M4	1+500	1,995	10,1	8,5	6,2	5,1	1,04	1,21	1,25
M5	2+000	2,091	10,5	9,5	6,8	5,1	0,71	0,76	0,78
M6	3+000	2,091	10,5	9,5	6,8	5,1	0,71	0,76	0,78
M7	3+500	1,970	12,1	8,0	7,4	7,2	0,73	0,84	0,89
M8	4+000	1,995	10,1	8,5	6,2	5,1	1,04	1,21	1,25
M9	4+500	1,962	10,8	5,1	4,0	3,6	1,19	2,06	1,67
M10	5+000	2,034	9,9	11,3	9,2	8,6	1,00	1,19	1,21
M11	6+000	2,049	9,3	11,7	10,6	9,8	0,91	0,98	1,00
M12	6+500	1,970	12,1	8,0	7,4	7,2	0,73	0,84	0,89
M13	7+000	2,078	9,3	9,6	8,7	8,0	0,85	0,91	0,93

FUENTE: Elaboración Propia

Los ensayos realizados se especifican en el **Anexo II**.

2.3.3. ESTUDIO HIDROLOGICO

La hidrología como ciencia que trata el agua sobre la tierra, su ocurrencia, distribución y circulación, sus propiedades físicas y químicas y su reacción con el medio ambiente incluso su relación con los seres vivos, ha sido y es de capital importancia en la elaboración y

ejecución de proyectos de Ingeniería vial. El agua es considerada como el principal enemigo de una vía de comunicación.

En la zona entre Santa Ana la Nueva y Yesera Sur tenemos dos subcuencas importantes, la del río Calderas y la del río Santa Ana, el tramo en sí atraviesa la primera cuenca y la segunda es hidrológicamente similar y vecina a la subcuenca Calderas.

El diseño del camino requiere el conocimiento hidrológico de una amplia región alrededor de las dos cuencas importantes y que se obtenga la mayor información directa en estaciones hidrométricas.

Considerando que se cuenta con pocos meses de observación en el interior de las dos subcuencas se analizarán los datos existentes para lograr la mayor información posible para la estimación de caudales máximos o crecidas, para los que será necesario recurrir a procedimientos basados en criterios de similitud hidrológica debido a la escasez de información.

2.3.3.1. CARACTERÍSTICAS GENERALES DE LAS SUBCUENCAS DE CALDERAS Y YESERA

2.3.3.1.1. UBICACIÓN Y EXTENSIÓN

Las subcuencas de los ríos Calderas y Yesera, ubicadas muy cerca de la ciudad de Tarija, recaen enteramente en el departamento de Tarija, en la parte superior del Valle del Río Santa Ana. Ambas integran la cuenca superior del río Bermejo.

Para fines de este estudio hidrológico y del proyecto, se consideran:

- La subcuenca de aporte del río Calderas (30,45 km²).
- La sub cuenca de aporte del río Yesera (127,17 km²).

2.3.3.1.1.1. SUBCUENCA DEL RÍO CALDERAS

La subcuenca del río Calderas tiene una superficie de 30,45 km² y es de una forma muy compacta, está circundada por tres cadenas montañosas y posee una morfología bastante

empinada, especialmente hacia el Oeste, donde se tienen altitudes hasta de más de 2.800 msnm. El fondo del valle, donde se encuentra la localidad de Caldera Grande, está a 2.200 msnm. Algunas referencias geográficas son las siguientes: al Norte se encuentra el Cerro La Mina (2.700 msnm). Al Oeste se destacan el Cerro Escalera (2.824 msnm) y el Cerro San Pedrito (2.750 msnm). Al Sur se tiene el Cerro Morro Grande (2.300 msnm) y el valle del río Gamoneda. Al Este se tiene el valle del río Yesera. En la parte alta del río Calderas se tienen las quebradas de la Mina y de Morro Grande. En el tramo que interesa, el cauce principal del río Calderas corre en dirección Oeste – Este. En ambas márgenes se han formado unas terrazas más o menos grandes.

2.3.3.1.1.2. SUBCUENCA DEL RÍO YESERA

La subcuenca del río Yesera tiene una superficie de 127,17 km². El Río Yesera tiene dirección Norte – Sur. Recibe dos afluentes, por el lado derecho el río Piray y por el izquierdo el río Molle Cancha. Alrededor de la cuenca se tiene una orografía con cimas más altas que aquellas del río Calderas, superando los 3.000 msnm (cerros Angosto y Alto Grande). En ambas márgenes del cauce se notan áreas agrícolas pero son bastante reducidas y muy discontinuas.

2.3.3.1.2. GEOMORFOLOGÍA

El área de estudio se encuentra en el interior de la cadena montañosa de la Cordillera Oriental de Los Andes. Está constituida predominantemente por rocas de los sistemas Ordovícico (lutitas, limolitas, areniscas, cuarcitas y filitas), con presencia de Cuaternario en la parte central de las subcuencas de Calderas y Yesera. Esto determina cuencas que tienen la característica de ser prevalementemente impermeables, respecto a la formación de aguas subterráneas profundas. Además, las pendientes de las laderas son bastante fuertes lo que favorece el rápido escurrimiento superficial. Desde el punto de vista tectónico, todo el sector muestra una zona con buzamientos de los estratos en la dirección Oeste – Este. Se observan abanicos aluviales de buena magnitud. Los procesos tectónicos y la posterior erosión han dado lugar a una topografía muy variada y muy característica.

2.3.3.1.3. HIDROGRAFÍA Y FISIOGRAFÍA

Las dos subcuencas de Calderas y de Yesera, pequeñas y de cabecera, pertenecen al sistema fluvial del Río de la Plata. Sus redes de drenaje están constituidas por varias quebradas de fuerte pendiente. La mayor densidad de drenaje la tiene la cuenca del río Yesera, que tiene una mayor ramificación de incisiones y cauces menores.

Desde el punto de vista fisiográfico, los dos valles, que son muy estrechos, tienen varios aunque reducidos sectores planos. En general, en las laderas que circundan las partes planas, se tienen pendientes abruptas. En el fondo del valle del río Yesera se presentan sitios con pendientes suaves. En las partes altas las pendientes son fuertes y, por ello, el problema de la erosión y el arrastre de sedimentos es alto.

2.3.3.1.4. COBERTURA VEGETAL

La cobertura vegetal es poco densa. Varía desde la paja, pastos y musgo que se encuentran en las partes altas de las cuencas y entre las cotas 2.700 y 3.000, hasta superficies ampliamente expuestas en que se tienen generalmente árboles aislados de “churquis” (algarrobo). La vegetación corresponde a un clima o piso ecológico de Tierras Altas, con variaciones de los pisos ecológicos que llegan en la parte media hasta el bosque espinoso montano bajo subtropical. Localmente, especialmente a lo largo de los cauces, se tienen pequeñas áreas antropizadas con eucaliptos, molles y sauces. La agricultura bajo riego complementario alcanza apenas a pocas hectáreas, siempre concentradas alrededor de los cursos de agua. Así, la mayor parte de los suelos está sin riego y hay muchos terrenos que requieren de rehabilitación. Además, un fuerte porcentaje de las tierras sin posibilidades de riego, no tiene posibilidad de aprovechamiento agrícola por las abruptas pendientes, la aridez y el suelo muy pedregoso.

2.3.3.2. INFORMACION PRELIMINAR

Dado que en el interior de las subcuencas de los ríos Calderas y Yesera, con excepción de la estación termo pluviométrica de Yesera, no están instaladas estaciones de medidas, los estudios de Climatología e Hidrología que siguen se han realizado recurriendo a criterios de análisis hidrológico regional.

Para ello, se han considerado y analizado las series históricas registradas en las estaciones de medida ubicadas en una amplia zona alrededor del área del Proyecto.

2.3.3.2.1. ESTACIONES CLIMATOLÓGICAS Y PLUVIOMÉTRICAS

Los valores más confiables que se obtienen en las estaciones climatológicas permiten aplicar criterios de similitud hidrológica y climática, y así poder extender los resultados puntuales a superficies cada vez mayores y también llegar a la regionalización de los resultados.

Las estaciones de medida tanto: climatológicas como pluviométricas dentro del área del proyecto se especifican a continuación.

CUADRO 17
ESTACIONES CLIMATOLÓGICAS Y PLUVIOMÉTRICAS

ESTACIÓN	LATITUD (S)	LONGITUD (W)	ALTITUD (msnm)	TIPO DE ESTACIÓN	PERÍODO DE REGISTRO
AASANA	21° 32'	64° 43'	1.875	Climatológica	1963 – 2002
EL TEJAR	21° 32'	64° 44'	1.859	Climatológica	1970 – 2002
YESERA	21° 22'	64° 34'	2.200	Climatológica	1990 – 2002
JUNACAS	21° 26'	64° 28'	2.300	Pluviométrico	1978 – 2002
GAMONEDA	21° 29'	64° 38'	2.150	Pluviométrico	1979 – 2002

Fuente: Compendio de Datos Meteorológicos SENAMHI.

2.3.3.2.2. LLUVIAS MEDIAS MENSUALES Y ANUALES

Se dispone de las series históricas de precipitaciones mensuales y anuales registradas en las cinco estaciones consideradas para el estudio. Los valores corresponden a las series históricas disponibles y se describen en el siguiente cuadro.

CUADRO 18
PRECIPITACIONES MEDIAS MENSUALES Y ANUALES

ESTACIÓN	ENE	FEB	MAR	ABR	MAY	JUN	JUL	AGO	SEP	OCT	NOV	DIC	AÑO
AASANA	134,2	116,7	82,3	22,1	2,4	0,8	0,6	2,1	6,8	35,4	69,5	124,2	597,1
EL TEJAR	135,0	111,4	93,1	22,7	3,5	1,1	1	2,6	6,7	38,3	76,1	125,3	616,8
YESERA	141,4	125,4	106,7	29,4	5,2	2,0	1,7	4,5	10,5	41,1	71,4	112,7	652
JUNACAS	125,8	101,2	82,2	20,1	3,9	2,0	1,2	3,3	9,9	29,6	53,9	85,4	518,5
GAMONEDA	125,3	98,6	78,2	16,2	4,1	0,4	0,3	2,4	5,5	27,8	52,6	85,4	496,8

Fuente: SENAMHI.

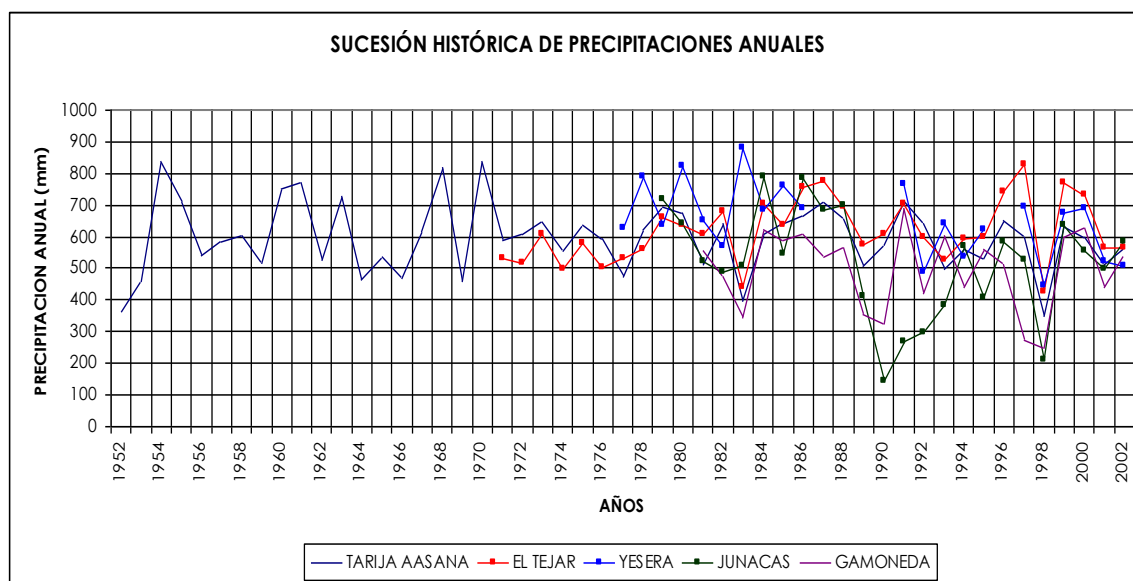
Podemos observar en el cuadro 2 que los valores medios de lluvia anual M(h) en las estaciones de **Junacas** y **Gamoneda** son bastante menores de aquellos calculados para las estaciones de **Tarija AASANA, El Tejar** y **Yesera**.

Por otra parte, al examinar la posición de las estaciones, conjuntamente con los valores medios anuales de las precipitaciones, no se logra definir ninguna variación de estas lluvias en función de los parámetros físicos que se asumen normalmente para definir la ubicación de las estaciones (altitud, latitud, longitud, distancia de puntos fijos, etc.)

En el **Anexo III** se presentan los valores de las precipitaciones anuales de las cinco estaciones disponibles para la congruencia de los valores dados.

Después de analizada la consistencia de la información pluviométrica se obtuvo la siguiente figura. (FIGURA10).

FIGURA 10
SUCESIÓN HISTÓRICA DE PRECIPITACIONES ANUALES EN 5 ESTACIONES



En esta figura y a partir de las series históricas de lluvias anuales se observa que sólo los datos anuales de **Junacas**, registrados en los años **1990, 1991, 1992, 1993 y 1998**, se separan bastante de la sucesión de los otros datos de las otras estaciones. Lo mismo ocurre para la estación de **Gamoneda** en los años **1989, 1990, 1997 y 1998**, siendo muy difícil asumir que estos valores mínimos se deban a factores locales (se observaría el mismo fenómeno todos los años, al ser una diferenciación sistemática, siendo muy improbable que existan dos

microclimas en un pequeño territorio). Entonces, considerando las 2 estaciones de Junacas y de Gamoneda, se ha vuelto a calcular el valor medio anual y se han obtenido los siguientes valores $M(h)_{JUNACAS} = 586,6 \text{ mm}$ y $M(h)_{GAMONEDA} = 540,3 \text{ mm}$. Estos valores resultan compatibles con los valores registrados en las otras tres estaciones pluviométricas. Pero, en estas dos estaciones no se dispone de registro de temperaturas. Los valores más confiables que se obtienen en las estaciones climatológicas permiten aplicar criterios de similitud hidrológica y climática, y así poder extender los resultados puntuales a superficies cada vez mayores y también llegar a la regionalización de los resultados.

2.3.3.2.3. TEMPERATURAS MEDIAS MENSUALES Y ANUALES

En el siguiente cuadro se presentan los valores medios mensuales y anuales de las temperaturas en las tres estaciones termopluviométricas que recaen en el entorno del área del Proyecto y que se consideran en este estudio.

CUADRO 19

TEMPERATURAS MEDIAS MENSUALES Y ANUALES

NOMBRE	ENE	FEB	MAR	ABR	MAY	JUN	JUL	AGO	SEP	OCT	NOV	DIC	AÑO
AASANA	20,7	20,3	19,9	18,2	15,5	13,2	13,2	15,1	17,0	19,4	20,2	20,7	17,8
TEJAR	21,0	20,4	20,2	18,5	15,7	13,7	13,5	15,2	17,0	19,4	20,2	20,9	18,0
YESERA	17,5	16,7	16,1	14,8	13,5	12,7	11,4	12,8	14,4	16,3	16,6	18,0	15,1

Fuente: SENAMHI

2.3.3.2.4. EVAPOTRANSPIRACIONES POTENCIALES Y REALES MEDIAS MENSUALES Y ANUALES

Para calcular las evapotranspiraciones potenciales y reales se ha hecho referencia al procedimiento propuesto por Thornthwaite con una fórmula que considera las temperaturas mensuales y la influencia de la radiación solar por medio de un coeficiente tabulado en función de la latitud Sur.

El procedimiento, considerando los doce valores medios de la temperatura mensual, es el siguiente:

- Se determina el índice térmico mensual i_i del mes i (de 1 a 12):

$$i_i = (t_i / 5)^{1,514} \quad (1.1)$$

- Se determina el índice térmico anual TE:

$$TE = \sum i_i \text{ (de 1 a 12)} \quad (1.2)$$

- Se determina E_{p_i} :

$$E_{p_i} = 16 K_i (10 t_i / TE)^a \quad (1.3)$$

Con $a = 0,000000675 TE^3 - 0,0000771 TE^2 + 0,01792 TE + 0,49239$, los 12 valores del coeficiente K que corresponden a la Latitud Sur son los siguientes:

CUADRO 20

ENE	FEB	MAR	ABR	MAY	JUN	JUL	AGO	SEP	OCT	NOV	DIC
1,146	1,002	1,050	0,968	0,956	0,904	0,946	0,988	1,000	1,084	1,094	1,150

Fuente: Thornthwaite

CUADRO 21

EVAPOTRANSPIRACIONES POTENCIALES MEDIAS MENSUALES Y ANUALES (mm)

NOMBRE	ENE	FEB	MAR	ABR	MAY	JUN	JUL	AGO	SEP	OCT	NOV	DIC	AÑO
AASANA	98,2	83,0	83,5	65,5	48,0	34,3	35,4	47,8	59,5	82,3	89,6	98,5	825,6
TEJAR	100,2	83,3	85,2	67,0	48,8	35,7	36,3	47,7	59,3	81,9	88,98	99,4	833,7
YESERA	82,8	67,8	66,6	54,4	46,6	40,5	35,9	44,6	53,8	70,6	73,3	86,9	723,7

Fuente: SENAMHI.

2.3.3.2.5. DIAGRAMAS OMBROTÉRMICOS

Los diagramas ombrotérmicos corresponden a la representación gráfica de la variación de los valores medios mensuales de lluvias y evapotranspiraciones potenciales (expresados en mm de agua) (FIGURA 2). Los tres diagramas ombrotérmicos que corresponden a las estaciones termopluviométricas de Tarija AASANA, El Tejar y Yesera, son muy similares entre sí, con pequeñas diferencias con el diagrama de la estación de Yesera.

La sucesión de los **meses secos** del año (con valores mensuales de la evapotranspiración potencial media E_{p_i} mayores de los valores correspondientes de la lluvia media mensual h_i), define la **estación seca** del año, en que se determina un déficit hídrico. La **estación seca** en la región del Proyecto se extiende por ocho meses, de abril a noviembre).

La sucesión de **meses húmedos** del año (con valores mensuales de la evapotranspiración potencial media E_{p_i} menores de los valores correspondientes de la lluvia media mensual h_i) da lugar a la **estación húmeda** cuatro meses para todo el área. Los diagramas ombrotérmicos

se realizan a partir del balance hídrico de cada estación, los valores calculados y usados para trazar los diagramas correspondientes se presentan en los cuadros siguientes.

CUADRO 22
TARIJA AASANA: Balance Hídrico Medio Mensual (mm)

DETALLE	ENE	FEB	MAR	ABR	MAY	JUN	JUL	AGO	SEP	OCT	NOV	DIC	AÑO
LLUVIAS	134,2	116,7	82,3	22,1	2,4	0,8	0,6	2,1	6,8	35,4	69,5	124,2	596,8
EVAPOTRASP.POT.	98,2	83,0	83,5	65,5	48,0	34,3	35,4	47,8	59,5	82,3	89,6	98,5	825,6
EXCESO O DÉFICIT	36,0	33,7	-1,2	-43,4	-45,6	-33,5	-34,8	-45,7	-52,7	-46,9	-20,1	25,7	-228,3

Fuente: SENAMHI.

CUADRO 23
EL TEJAR: Balance Hídrico Medio Mensual (mm)

DETALLE	ENE	FEB	MAR	ABR	MAY	JUN	JUL	AGO	SEP	OCT	NOV	DIC	AÑO
LLUVIAS	135,0	111,4	93,1	22,7	3,5	1,1	1,0	2,6	6,7	38,3	76,1	125,3	618,8
EVAPOTRASP.POT.	100,2	83,3	85,2	67,0	48,8	35,7	36,3	47,7	59,3	81,9	88,9	99,4	833,7
EXCESO O DÉFICIT	34,8	28,1	7,9	-44,3	-45,3	-34,6	-35,3	-45,1	-52,6	-43,6	-12,8	25,9	-214,9

Fuente: SENAMHI.

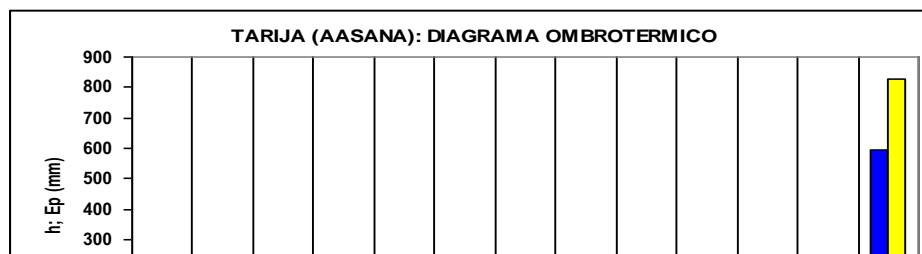
CUADRO 24
YESERA: Balance Hídrico Medio Mensual (mm)

DETALLE	ENE	FEB	MAR	ABR	MAY	JUN	JUL	AGO	SEP	OCT	NOV	DIC	AÑO
LLUVIAS	141,4	125,4	106,7	29,4	5,2	2,0	1,7	4,5	10,5	41,1	71,4	112,7	652,0
EVAPOTRASP.POT.	82,8	67,8	66,6	54,4	46,6	40,5	35,9	44,6	53,8	70,6	73,3	86,9	723,7
EXCESO O DÉFICIT	58,6	57,7	40,1	-25,0	-41,4	-38,5	-34,2	-40,1	-43,3	-29,5	-1,9	25,8	-71,7

Fuente: SENAMHI.

Se observa también en los cuadros presentados que la duración de la estación seca es de 8 meses consecutivos (de abril a noviembre). En las estaciones de Tarija AASANA y Tejar se observa un déficit hídrico anual de más de 200 mm. En la estación de Yesera el déficit se reduce a poco más de 70 mm como consecuencia de mayores lluvias y de menores evapotranspiraciones potenciales. Se tiene, por lo tanto una plena confirmación del clima seco que caracteriza el área del Proyecto.

FIGURA 11: Diagramas Ombrotérmicos para las Estaciones de Tarija (AASANA), El Tejar y Yesera



2.3.3.3. ANÁLISIS PLUVIOMÉTRICO

Los principales objetivos del análisis pluviométrico son:

- Determinar las características y las distribuciones de probabilidades de las lluvias anuales, mensuales y diarias sobre las dos subcuencas de Calderas y de Yesera.

- Determinar las curvas de probabilidad pluviométrica que corresponden a las lluvias máximas anuales con duración menor de 24 horas, indicadas como de fuerte intensidad y breve duración.

Para realizar el análisis estadístico se han tomado en cuenta los datos históricos de las 5 estaciones pluviométricas ubicadas en la región.

En el análisis hidrológico, cada magnitud se considera como una variable aleatoria. Así, se determinaron las funciones de distribución de probabilidades de mejor ajuste y se obtuvieron sus principales parámetros característicos (procedimientos de análisis de muestreo estadístico).

Debido a que el número de datos de las series históricas consideradas es reducido, solamente se pudo obtener una estimación de los parámetros de la distribución. Se ha mejorado la confianza estadística utilizando un criterio de análisis regional, es decir, considerando en su conjunto toda la información estadística de los datos registrados para cada magnitud que interesa, en todas las estaciones de medidas consideradas. A esto se sumó también información complementaria de estudios similares en regiones con similitud climática e hidrológica.

También, de acuerdo con la posición geográfica de cada estación de medidas, analizando los valores que asumen los parámetros de las funciones de distribución de probabilidades para cada variable hidrológica, con el procedimiento de regionalización se logra definir la función de distribución de probabilidades de cada variable, aún en puntos en los cuales no se cuenta con información directa.

El cálculo de las lluvias anuales, lluvias medias mensuales, escorrentías superficiales, los balances hidrológicos, cálculos de caudales con sus resultados se encuentran en el **Anexo III** con un resumen de lo más importante en el acápite siguiente.

2.3.3.4. RESUMEN ESTUDIO HIDROLÓGICO

Para el estudio hidrológico se recolectaron los datos de la institución SENAMHI de las estaciones de medidas ubicadas en el entorno del área de interés. Los datos son los valores mensuales y anuales de precipitación.

El análisis de los datos pluviométricos mensuales y anuales ha permitido verificar que el área examinada recae en una única zona pluviométrica y, las dos subcuencas en dos subzonas pluviométricas caracterizadas por valores de $y(h)$ y $M(h)$ respectivamente de:

$$y(h) = 0,175 \text{ (Zona pluviométrica)}$$

$$M(h)_{\text{Calderas}} = 585,2 \text{ mm (Subzona pluviométrica de Calderas)}$$

$$M(h)_{\text{Yesera}} = 652,0 \text{ mm (Subzona pluviométrica de Yesera)}$$

En consideración de la homogeneidad hidrológica, teniendo presente que se puede considerar $M(h)$ igual en todos los puntos de las subcuencas en cuanto constantes en función de cualquier parámetro que pueda definir la ubicación de los puntos, para calcular el aflujo meteórico $M(A)$ para las dos subcuencas de Calderas y Yesera, bastará asumir:

$$M(A)_{\text{Calderas}} = 585,2 \text{ mm}$$

$$M(A)_{\text{Yesera}} = 652,0 \text{ mm}$$

La precipitación anual está repartida en el año según los siguientes coeficientes mensuales, poco variables según se trate de años húmedos medios o secos.

CUADRO 25
PORCENTAJES MENSUALES DE REPARTICIÓN DE LA
PRECIPITACIÓN ANUAL

JUN (%)	JUL (%)	AGO (%)	SEP (%)	OCT (%)	NOV (%)	DIC (%)	ENE (%)	FEB (%)	MAR (%)	ABR (%)	MAY (%)
0	0	0	1	6	12	19	22	19	15	4	2

Fuente: Elaboración propia

El análisis de las precipitaciones máximas diarias h_d (de 24 horas) ha dado resultados conformes a lo precedentemente indicado respecto a la variabilidad de las lluvias al moverse en el territorio considerado, en el sentido que todos los pluviómetros de la zona tienen valores característicos poco variables de punto a punto, con dispersiones seguramente atribuibles a defectos de muestreo.

En especial, el valor modal de las precipitaciones ε_d y la característica K'_d de las dos subzonas pluviométricas resultan:

Para Calderas: $K'_d = 0,7633$ y $\varepsilon_d = 48 \text{ mm}$

Para Yesera: $K'_d = 0,5402$ y $\varepsilon_d = 48,2 \text{ mm}$.

Las curvas de posibilidades pluviométricas obtenidas en las dos subzonas pluviométricas de lluvias breves Calderas y Yesera, tienen las siguientes expresiones algebraicas:

$$\text{Para Calderas: } h_{t,T} = 48 * t^{0,33} (1 + 0,7633 \log T)$$

$$\text{Para Yesera: } h_{t,T} = 48,2 * t^{0,33} (1 + 0,5402 \log T)$$

En las dos expresiones se indica con:

- ϵ_d , el valor modal de h_d en mm.
- T, el período de retorno, en años.
- t, el tiempo que interesa de la duración de la lluvia, en horas.

Para calcular el caudal medio en las subcuencas que recaen en el área examinada, el análisis del balance hidrológico medio anual muestra:

- La pérdida media anual por evapotranspiración M(P) es igual a **464 mm** para la subcuenca de Calderas y a **468 mm** para la subcuenca de Yesera.
- La escorrentía media anual M(D), para cada subcuenca, expresando en mm de lámina de agua uniformemente repartida sobre la proyección horizontal de la superficie de la cuenca, es igual a:

$$M(D) = M(A) - M(P)$$

Se tienen, por lo tanto, los valores promedio M(D) de la escorrentía anual D:

- Para Calderas: $M(D) = M(A) - M(P) = 585,2 - 464,0 = 121,2 \text{ mm}$
- Para Yesera: $M(D) = M(A) - M(P) = 652,0 - 468,0 = 184,0 \text{ mm}$

Estos valores corresponden en metros cúbicos a:

- Para Calderas: $M(D) = 3.690.054 \text{ m}^3$.
- Para Yesera: $M(D) = 23.399.280 \text{ m}^3$.

Corresponden estos valores a los caudales medios anuales de:

- Para Calderas: $M(Q) = 0,117 \text{ m}^3/\text{s}$
- Para Yesera: $M(Q) = 0,742 \text{ m}^3/\text{s}$

Y a los caudales específicos:

- Para Calderas: $Q_e = 3,84 \text{ l/s/km}^2$
- Para Yesera: $Q_e = 5,83 \text{ l/s/km}^2$

La distribución porcentual de la escorrentía $M(D)$ entre los diferentes meses del año, fue asumida igual a:

CUADRO 26
DISTRIBUCIÓN ANUAL PORCENTUAL DE LA ESCORRENTÍA

JUN	JUL	AGO	SEP	OCT	NOV	DIC	ENE	FEB	MAR	ABR	MAY
(%)	(%)	(%)	(%)	(%)	(%)	(%)	(%)	(%)	(%)	(%)	(%)
0,9	0,2	0,0	0,0	0,1	3,2	10,7	22,1	22,9	27,3	10,6	2,3

Fuente: Elaboración propia.

Considerando que la escorrentía anual E esté distribuida según la ley log-normal, se dispone del parámetro $M(D)$ en las dos subcuencas de Calderas y Yesera. Para conocer la función de probabilidad $\Phi(D)$ se requiere disponer del mejor estimado de la desviación típica $s(\log D)$. Se recurre a criterios de similitud hidrológica con cuencas similares bolivianas donde se contó con series históricas. Se tiene que $g(D) = 0,31$. Por lo tanto:

Para Calderas y Yesera: $s(\log D) = 0,138$

Entonces: Para Calderas: $M(\log D) = 2,061562113$ (115,2 mm)

Para Yesera: $M(\log D) = 2,242877317$ (174,9 mm)

También: Para Calderas: $D_{\min,10} = 76,7 \text{ mm}$

$D_{\min,20} = 68,4 \text{ mm}$

Para Yesera: $D_{\min,10} = 116,5 \text{ mm}$

$D_{\min,20} = 103,9 \text{ mm}$

Los caudales máximos que corresponden a diferentes períodos de retorno T fueron calculados utilizando fórmulas propuestas por varios autores que las obtuvieron en condiciones hidrológicas y climáticas similares a las del área del Proyecto.

2.3.4. ESTUDIO DE TRÁFICO

Un pavimento se construye con la finalidad de brindar ciertas condiciones de circulación, cómodas, seguras y económicas al tráfico o tránsito que lo utilizará durante la vida útil. El tránsito se considera la variable más importante en el diseño de una vía: el volumen y dimensiones de los vehículos influyen en su diseño geométrico, el número y el peso de ejes de éstos son factores determinantes en el diseño de la estructura del pavimento.

2.3.4.1. CLASIFICACIÓN DE LOS VEHÍCULOS

El diseño estructural del pavimento tiene que ver ineludiblemente con la estimación del número y características de los vehículos que, de una manera razonablemente previsible, puedan circular sobre él.

Los aforos de tránsito que se realizan para las carreteras consideran varias categorías de vehículos, que de manera general se resumen en tres:

- Livianos.
- Medianos.
- Pesados.

Los vehículos livianos toman en cuenta los automóviles, vagonetas, camionetas y otros.

Los medianos incluyen desde los microbuses hasta el camión pequeño.

Finalmente, los pesados consideran el camión mediano, camión grande y camión acoplado.

El resto de los vehículos que puede circular con un peso inferior (automóviles, camionetas, motocicletas y otros) provocan un efecto mínimo sobre el pavimento, por lo que no se tienen en cuenta en su cálculo.

También podemos definir al vehículo dependiendo del tipo de eje, entre los cuales tenemos:

Eje Sencillo: Es un eje en cuyos extremos se lleva una o dos ruedas sencillas.

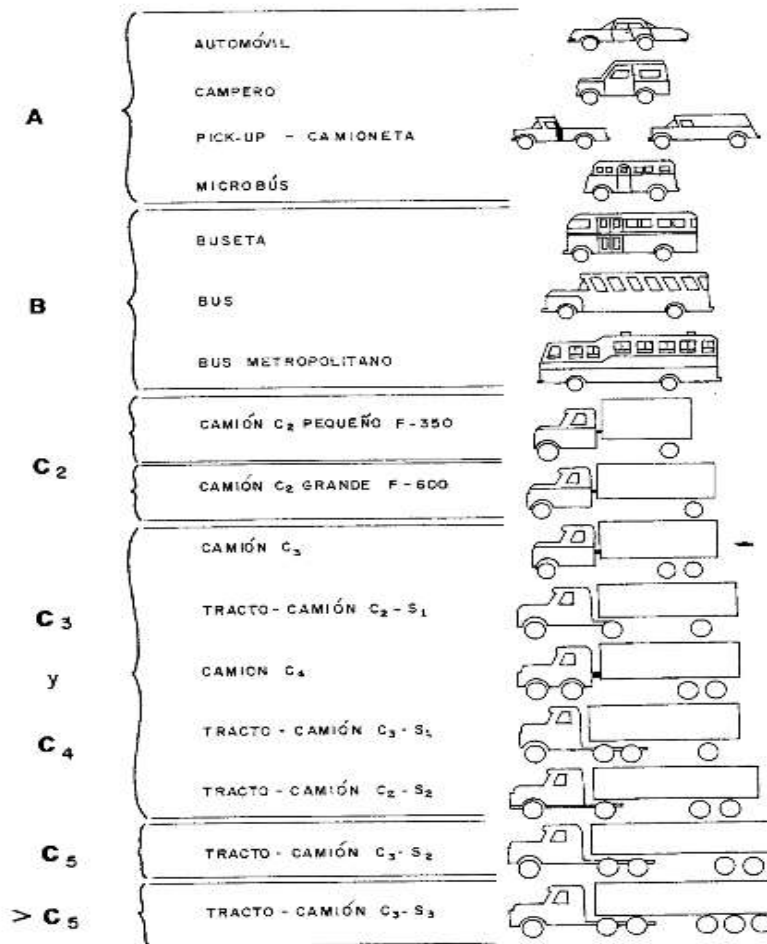
Eje Tándem: Es aquel constituido por dos ejes sencillos con rueda doble en los extremos.

Eje Trídem: Es aquel constituido por tres ejes sencillos con rueda doble en los extremos.

También se clasifica el tipo de vehículo de acuerdo con el número y disposición de sus ejes de acuerdo a la figura que se muestra a continuación:

FIGURA 12

TIPOS DE VEHÍCULOS



2.3.4.2. CLASIFICACIÓN DEL TIPO DE VEHÍCULOS DE ACUERDO A LA DISPOSICIÓN DE SUS EJES

Carga máxima Legal

La diversidad en las características en los vehículos que circulan sobre un pavimento durante su vida de diseño, traen como consecuencia un amplio espectro de ejes de carga, con diferentes espacios entre llantas y distintas presiones de inflado, lo que origina una amplia gama de refuerzos y deformaciones aplicados a un determinado punto de la estructura.

Dado que la estimación del daño producido por las diversas cargas por eje es muy complejo y que la única fuente confiable de información es el AASHO ROAD TEST de cuyos resultados se derivaron una serie de factores de equivalencia, mostrados en la figura 13 donde la carga tomada como patrón es un eje sencillo de 8.2 toneladas, cuya elección se hizo porque

dicha carga fue normalizada como carga para diseño de pavimentos flexibles por muchos países y entidades.

FIGURA 13

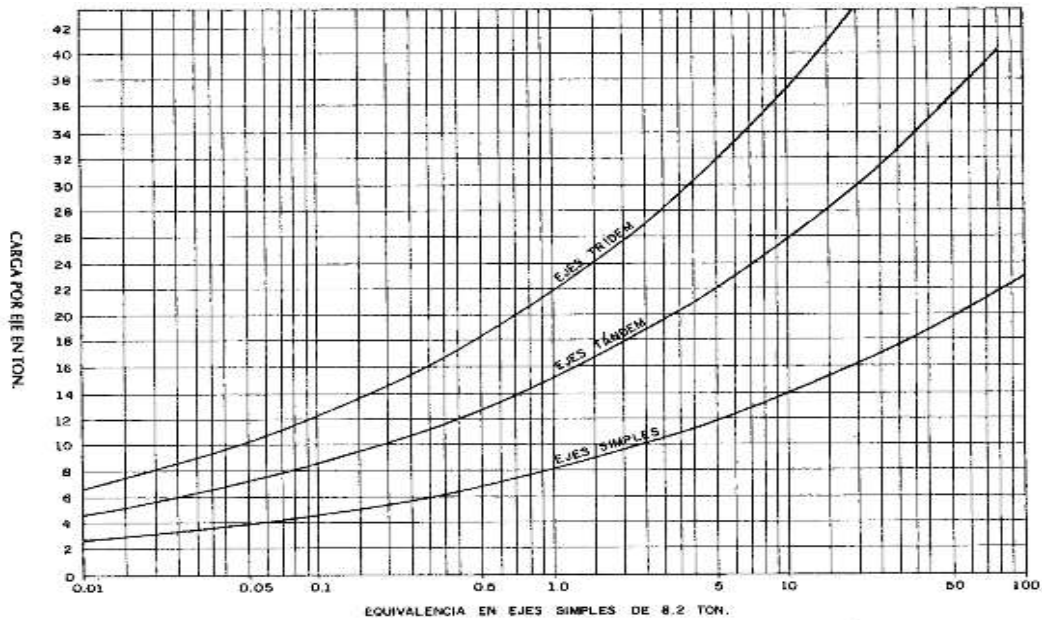


Figura 2.2 - Factores de equivalencia de carga para pavimentos flexibles. (Fuente: AASHTO, SN = 3.0, P_t = 2.0).

2.3.4.3. VOLÚMENES DE TRÁFICO

El volumen de tráfico como la cantidad de vehículos que circula por la carretera en un periodo de tiempo determinado estableciéndose estos periodos de un día y una hora. Si el tiempo es de un día al registro de la cantidad de vehículos se denomina tránsito promedio diario (T.P.D.), si este registro se lo realiza anualmente se denomina tránsito promedio anual (T.P.A.), si el tiempo es de una hora de registro se denomina como tránsito promedio horario (T.P.H.).

Tránsito promedio diario: es la cantidad de vehículos que circula por una carretera en un día, este valor es el que comúnmente se dispone como valor registrado en cada una de las carreteras, no se lo puede considerar como un valor de diseño porque no muestra la variación que tiene a lo largo del día del número de vehículos que circula, tampoco nos da información sobre el tipo de vehículos y en el caso de carreteras de doble sentido la cantidad por cada sentido. El registro de este valor diario de volumen de tráfico se lo hace por aforamiento en puntos estratégicos de la carretera pudiendo ser en forma manual o automática. Se considera

en forma manual cuando se pone a una persona para el registro diario, normalmente esta metodología solo se utiliza en las salidas o entradas a una carretera determinada. Los registradores automáticos son los que se pueden usar en cualquier punto de la carretera y constan de una membrana eléctrica aislada colocada transversalmente al camino, conectada a un contador automático el cual deberá registrar sus lecturas diariamente a la misma hora, de la diferencia de lecturas de un día a otro se obtendrá el valor de la cantidad de vehículos que circulan. Una de las desventajas de este tipo de registros es que no da información sobre el tipo ni el porcentaje en cada sentido de vehículos.

Tránsito promedio horario: es la cantidad de vehículos que circula por la carretera en un tiempo de una hora. Es un valor más sensible comparado con el T.P.D. debido a que nos muestra las variaciones horarias a lo largo del día, entre los días de la semana y entre varias épocas del año. Tampoco se usa para fines de diseño ya que por fines de seguridad se tendría que usar el valor máximo, ya que sería posible que ese valor corresponda a una sola hora, pues si tomamos ese valor máximo se estaría sobredimensionando para el resto del tiempo.

Volumen Directriz: El volumen directriz se crea como un concepto al no poder utilizar ni el P.D. Max ni el T.P.H. máximo como valores de diseño. El volumen directriz es el valor obtenido de un ordenamiento descendiente de los volúmenes horarios máximos registrados en los 365 días del año este valor trigésimo se considera como un volumen el cual tendrá en un 80% de las horas el volumen de tráfico de la calle o carretera determinada, algunas normas más conservadoras utilizan el volumen directriz el valor de 50 y 80.

Es muy probable que en algunas carreteras o calles de ciudades no se tengan aforos de volúmenes horarios, por ello se ha establecido una relación entre el volumen horario en carreteras, calles donde se realizaban ambas mediciones obteniéndose un valor racional para el T.P.H. entre el 12 al 15% del P.D.

El registro de estos valores se recomienda que se realicen colocando registradores personales por turnos para que pueda tener una información a detalle con número, tipo y número por sentido y carril. El aforo de vehículos se realizó a base de conteos manuales en horas definidas al inicio del tramo, durante 15 días para así definir el TPD que es necesario para el diseño de espesores de la carpeta estructural.

2.3.4.4. TRANSITO DE DISEÑO

Los métodos usuales para el diseño de pavimentos flexibles para vías de tránsito medio y alto, consideran esta variable en términos de repeticiones de ejes patrones de diseño, generalmente sencillos de 80 KN, cuya valoración con cierto grado de confiabilidad exige un conocimiento más o menos preciso de la magnitud de las cargas pesadas circulantes, a efectos de establecer su equivalencia con el eje patrón de diseño.

Dicho conocimiento implica un conteo o relevamiento in situ de las cargas, lo cual resulta de difícil o imposible implementación en vías de bajo tránsito como es el caso del camino Santa Ana la Nueva – Yesera Sur. Por las razones anotadas en los párrafos precedentes, en el presente estudio, se usan como categorías o clases de tránsito de diseño, las propuesta por el Instituto Nacional de Vías de Colombia (1997), la misma que considera como factor fundamental el número de vehículos pesados.

CUADRO 27

CLASES DE TRÁNSITO DE DISEÑO

CLASE DE TRÁNSITO	NÚMERO DIARIO DE VEHÍCULOS PESADOS EN EL AÑO INICIAL DE SERVICIO
T1	1 – 10
T2	11 – 25
T3	26 – 50

Fuente: INVIAS, 1997

La aplicación de este cuadro requiere de una consideración previa. La mayoría de los métodos de dimensionado de pavimentos flexibles sólo tienen en cuenta el tránsito que circula por un carril, llamado carril de diseño y, el presente método no es la excepción. Sin embargo, es preciso considerar las particularidades de las vías para las cuales se va a utilizar. Por ello, si la calzada tiene menos de 5 m de ancho, se deberá considerar en el cálculo todo el tránsito esperado en los dos sentidos, pues, salvo en el momento en que se crucen, los vehículos circularán centrados y tenderán a producir una sola zona de canalización.

Por otra parte, tal como se muestra en el cuadro anterior, el límite para aplicar el presente procedimiento es 50 vehículos pesados por día en el año inicial de servicio y, por lo tanto, si la vía tiene un tránsito mayor, será necesario el uso de un método convencional de diseño. El método para el estudio del tránsito, según el mismo INVIAS, tiene una complementación interesante. En la eventualidad de que resultara imposible aplicar el cuadro que precede, se

puede estimar la clase de tránsito en función a la población de las comunidades involucradas en la vía.

El cuadro siguiente permite hacer lo citado.

CUADRO 28
CLASE DE TRÁNSITO SEGÚN LA POBLACIÓN

Clase de tránsito	Tipo de vía
T1	Núcleos de no más de 500 habitantes.
T2	Núcleos de hasta 2000 habitantes.
T3	Núcleos de hasta 10000 habitantes.

Fuente: INVIAS, 1997

Como para efectos del diseño el tránsito requerido es futuro, considerando el periodo de diseño, el valor obtenido en los cálculos deberá proyectarse hasta el año final del mismo. Para ello podría tomarse una tasa de proyección representativa de las vías de la zona o zonas con vías similares. En ausencia de información, como es el caso del tramo Santa Ana la Nueva– Yesera Sud, se podrá adoptar un valor comprendido entre 2 % y 3 % anual.

Considerando todos los factores citados en los párrafos que preceden y las condiciones de tráfico de la zona (aforos puntuales realizados e información proporcionada por las autoridades comunales), para el camino Santa Ana la Nueva– Yesera Sud, se tiene una Clase de Tránsito T2 (de 11 a 25 vehículos pesados). Además, se toma en cuenta el criterio de población para la Clase de Tránsito, se puede ver que una Clase de Tránsito T2 corresponde a núcleos con poblaciones de hasta 2000 habitantes, lo cual es razonable para las comunidades beneficiadas con el proyecto, especialmente para Yesera Sud.

Si al tránsito actual de vehículos pesados (15), se le afecta por un factor de crecimiento anual del 3%, se tendrá para el final del periodo de diseño (10 años), un tráfico de 19.5 vehículos pesados como valor de diseño.

Una nueva verificación, con este último valor, conduce a ratificar que se tiene, como valor de diseño, una **Clase de Tránsito T2**.

2.3.4.5. DETERMINACIÓN DEL TRÁNSITO EXISTENTE

El tránsito promedio diario se halla efectuando un conteo, durante una semana de todos los vehículos que pasan por la carretera, objeto de estudio. Teniendo en cuenta que el tránsito en

general presenta variaciones mensuales y estacionales, es necesario hacer una cuidadosa elección de la semana de aforo. La determinación del número, tipo y peso de los vehículos medianos y pesados se hacen por medida directa, utilizando básculas para el pesaje de los ejes de todos los vehículos registrando en cada caso la clase de vehículo y el tipo de eje pesado; ya sea simple, tándem o trídem.

2.3.4.6. TRÁFICO EN EL TRAMO SANTA ANA LA NUEVA – YESERA SUR

El tránsito de vehículos en el tramo Santa Ana la Nueva – Yesera Sur, es muy particular, el mismo que arroja los valores que se presentan en el cuadro que sigue, tomando en cuenta que los valores del cuadro consideran un solo sentido de circulación:

CUADRO 29

TRÁNSITO PROMEDIO DIARIO ANUAL SANTA ANA – YESERA SUR

Ítem	Descripción	Total	Porcentaje
1	Livianos	360	50.00%
2	Medianos	253	35.19 %
3	Pesados	107	14.81 %
TOTAL		720	100 %

FUENTE: Elaboración propia

La estimación del tráfico vehicular futuro para caminos con bajos volúmenes de tránsito, como es el caso del tramo Santa Ana la Nueva– Yesera Sur, implica un importante grado de incertidumbre fundamentalmente porque no se disponen de aforos sistemáticos y por un periodo de tiempo razonable. Un conteo manual del tráfico vehicular, como el presentado en el cuadro anterior y el corto tiempo de duración del estudio que fueron 15 días, no permiten disponer de datos suficientes como para utilizar modelos de pronóstico clásicos, debido a que esto no es posible, tomaremos al tráfico promedio diario como tráfico promedio diario anual. En resumen tenemos que el tráfico promedio diario anual TPDA es igual a 720 vehículos por año.

El detalle del procedimiento de los conteos manuales realizados, junto con las planillas de resultados de aforos se encuentra detallado en el **Anexo IV**.

2.3.4.7. SOPORTE DEL TRÁNSITO DURANTE EL PERÍODO DE DISEÑO

Un pavimento debe ser diseñado para soportar el tránsito inicial y aquel que pase durante su vida de servicio. Sin embargo es necesario reconocer que no es fácil calcular tales cargas por cuanto en el tránsito futuro intervienen factores muy complejos, pero el volumen del tránsito futuro de una vía en servicio puede ser estimado con bastante exactitud a partir de datos sobre el tránsito existente y mediante un análisis estadístico de su evolución, éste estimativo requiere como dato la tasa anual de crecimiento del tránsito, el cual es indispensable para efectuar proyecciones a mediano o largo plazo, necesarios para los estudios de pavimento, tanto en la etapa de diseño como la de funcionamiento. Para el cálculo de este parámetro es necesario contar con una serie cronológica de datos, a partir de estos datos y mediante la aplicación de modelos de regresión es posible ajustar las series históricas con el uso de los modelos lineal o exponencial que son los que mas se ajustan a estas series. El tránsito inicial de vehículos utilizado para el diseño de un pavimento será la suma de: el normalmente existente, el atraído y el generado. Es conveniente tener en cuenta que para efectos del dimensionamiento de un pavimento interesa solamente el tránsito que pasa por un carril al que se le denomina carril de diseño, que es aquel por el que se espera circulen la mayor volumen de vehículos pesados y para su determinación utilizamos los siguientes valores:

CUADRO 30

NÚMERO DE CARRILES	Porcentaje de vehículos pesados
	En el carril de diseño
2	50
4	45
6+	40

Fuente: INVIAS, 1997

El tránsito así obtenido habrá de proyectarse hacia el futuro una vez establecido el período de diseño y determinada la tasa anual de crecimiento del tránsito.

La estimación del tránsito futuro se hará utilizando el modelo exponencial expresado mediante la siguiente fórmula:

$$T_n = T_i (1 + r)^n$$

Donde:

T_n = Tránsito en cualquier año n

T_i = Tránsito en el año cero (inicial)

r = Tasa de crecimiento anual del tránsito

Por integración de esta fórmula es posible obtener el tránsito acumulado durante los n años del período de diseño, mediante la siguiente ecuación:

$$T \text{ acumulado} = Ti \frac{(1 + r)^n - 1}{Ln (1 + r)}$$

El cálculo del tránsito futuro y acumulado da como resultado lo expresado en el cuadro siguiente:

CUADRO 31
TRAFICO VEHICULAR ESPERADO

Ítem	TIPO DE VEHÍCULO	Nº (VEH/DIA)	Porcentaje (%)
1	Liviano	1020	50.00%
2	Mediano	735	35.19 %
3	Pesado	422	14.81 %
	TOTAL	2177	100 %

FUENTE: Elaboración propia

2.3.4.8. CARGAS EQUIVALENTES PARA EL DISEÑO DE PAVIMENTOS

Con el objeto de evaluar el efecto en un pavimento flexible, de las cargas diferentes a la estándar de 8.2 toneladas, equivalente a una tándem de 14.5 toneladas, se han determinado factores de equivalencia de carga por eje, que se han obtenidos a partir de los resultados del AASHTO ROAD TEST. Los resultados obtenidos en el camino de prueba han permitido determinar que la equivalencia entre cargas diferentes transmitidas al pavimento por el mismo sistema de ruedas y ejes se expresa como:

$$\text{Factor de equivalencia de carga} = \left(\frac{P1}{P0}\right)^4$$

Donde:

Po = Carga estándar

P1 = Carga cuya equivalencia con la estándar se desea calcular

2.3.4.9. DETERMINACIÓN DEL NÚMERO DE EJES EQUIVALENTES DE 8.2 TONELADAS EN EL CARRIL DE DISEÑO Y DURANTE EL PERÍODO DE DISEÑO N

Una vez determinado el número acumulado de vehículos que transitarán en el carril de diseño y durante el período de diseño, es posible convertir esta cantidad de vehículos medianos y pesados a ejes simples equivalentes mediante el factor equivalente de carga.

$$ESAL's = \sum_{i=1}^n (TPD)(FEC)(G)(D)(L)(365)(N)$$

Donde:

TPD = Número de vehículos inicial

N = Período de diseño

D = Factor direccional, se asume 0.5 para carreteras de una calzada y dos sentidos de circulación.

L = Factor de distribución de tránsito por carril

G = Factor de crecimiento = $\frac{((1+r)^n)-1}{r}$

r = Tasa de crecimiento

n = Periodo de diseño

FEC = Factor de ejes equivalentes de carga por vehículo

Datos:

TPD = 720

N = 20

D = 0.5

L = 1.0

G = 40.99 ~ 41

FEC = 30.87

Tenemos que:

$$ESAL's = 720 \times (1.09) \times 41 \times 0.5 \times 1 \times 365$$

$$ESAL's = 5.386.807,69 = 5.87 \times 10^6$$

2.3.4.9.1. CÁLCULO DEL FACTOR EQUIVALENTE DE CARGA

Para establecer los factores de daño de cada vehículo que transita por el tramo se debe hacer un censo de carga y la medición de la presión de inflado de los neumáticos y a partir de los datos obtenidos AASHTO desarrolló las siguientes ecuaciones:

$$\text{Eje Simple (2 neumáticos)} = \left(\frac{P}{6600}\right)^4$$

$$\text{Eje Simple (4 neumáticos)} = \left(\frac{P}{8200}\right)^4$$

$$\text{Eje Doble} = \left(\frac{P}{15000}\right)^4$$

$$\text{Eje Triple} = \left(\frac{P}{23000}\right)^4$$

También se puede utilizar una metodología originada en una carretera experimental por la AASHO para los ejes simple y dobles de manera de convertir el efecto destructivo de las diferentes cargas de un tránsito mixto a un eje equivalente de aplicaciones de ejes simples con una carga estándar de 8.2 toneladas asumiendo que el pavimento tenga un número estructural de SN=3 y un nivel de serviciabilidad final de Pt=2 con la fórmula a continuación:

$$FEC = \left(\frac{\epsilon_x}{\epsilon_{18}}\right)^4$$

Donde:

ϵ_x = Deformación que produce un eje cualquiera

ϵ_{18} = Deformación que produce un eje equivalente a 8.2 toneladas

De las que han derivado ecuaciones aproximadas que son:

$$\text{Eje Simple} = \left(\frac{P}{8200}\right)^{4.5}$$

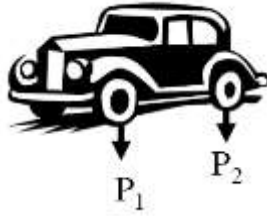
$$\text{Eje Doble} = \left(\frac{P}{15300}\right)^{4.5}$$

$$\text{Eje Triple} = \left(\frac{P}{22950}\right)^{4.22}$$

Donde P es el peso en toneladas del conjunto de ejes considerado. Dependiendo del tipo de vehículos tenemos:

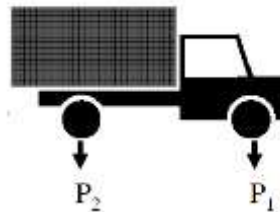
Vehículos Livianos: No se diferencia entre carga/eje delantero o trasero. A los vehículos livianos no se los considera para el diseño.

FIGURA 14



Vehículos pesados: Carga se transporta principalmente en ejes traseros. Ejm.: Un camión de 3.5 Ton.: peso vacío=2.8 Ton. Y carga útil= 3.2 Ton. En total 6 Toneladas distribuidas con $P_1=2.1$ Ton (35%) y $P_2=3.9$ Ton (65%).

FIGURA 15



El cálculo de los factores de equivalencia de carga por vehículo para cada tipo de vehículo se obtiene sumando los factores de equivalencia de carga de un mismo tipo de vehículo y representa el efecto destructivo de ese vehículo expresado en un número equivalente de repeticiones de ejes simples estándar de 8.2 toneladas de peso.

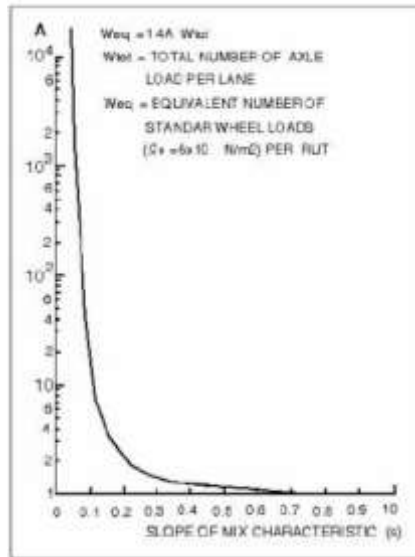
Para el cálculo del factor equivalente de carga de cada vehículo utilizaremos la metodología obtenida por la AASHO. El cálculo detallado se encuentra en el **Anexo IV**.

2.3.4.10. ESPECTRO DE CARGA

El tráfico a utilizar durante la vida de diseño del pavimento se define como el número de ejes de carga de diseño estándar N de 80 KN, distribuidas en ruedas duales de 20 KN cada una, con una presión de contacto de 6×10^5 N/m². El factor de equivalencia se relaciona con la performance estructural. En conexión con la resistencia a la deformación permanente, se ha observado que la equivalencia de las ruedas de carga se basa en las características del asfalto. Los datos del tráfico deben expresarse en términos del número total de ruedas por huella, el cual para una relación típica de ruedas dobles y simples, es aproximadamente 1.4 veces el número total de ejes por pista. Para un espectro típico de rueda de carga, este número se convierte en un número equivalente de ruedas de carga estándar (W_{eq}) mediante un factor

(A), el cual depende de las características de la mezcla. En la figura a continuación se muestra como el factor A varía con las características de la mezcla.

FIGURA 16



Si solamente se conoce el número de vehículos en lugar del número de ejes, se puede asumir como multiplicador un factor de 2,7 para convertir el número de vehículos en el número de ejes de carga. Se considera que el espectro de ruedas de carga medido es representativo, esto se presenta como la distribución de frecuencias de la presión de contacto para ruedas simples (ruedas dobles contadas como ruedas simples). Sin embargo debe conocerse el verdadero número de pasadas de ruedas individuales. De estas mediciones se determinó que el número real de ruedas de carga es 1.4 veces el número de pasadas, considerando las ruedas dobles como simples. De este modo se tiene que para vehículos comerciales:

$$\text{Número total de pasadas} = 1.4 \times \text{Número total de ejes de carga por pista}$$

Van de Loo (1976) demostró que el número total de pasadas puede ser expresado como un equivalente del número de pasadas de una rueda estándar (W_{eq}), para lo cual se obtuvo la siguiente fórmula:

$$W_{eq} = 1.4 W_{tot} \sum_{i=1}^k \frac{S_i^{1/2}}{S_0} \frac{z_i}{z_{tot}}$$

Donde:

W_{tot} = Número total de ejes de carga de vehículos comerciales sobre el período considerado (todos de rueda doble).

S_i = Presión de contacto entre el neumático y el pavimento de la rueda de carga clase i , N/m².

S_o = Presión de contacto entre el neumático y el pavimento de la rueda estándar, N/m².
($S_o=6 \times 10^5$ N/m²)

$\frac{?i}{?tot}$ = Relación entre el número de ruedas de carga de clase i y el número total de ruedas de carga.

S = Pendiente de la curva $\log S_{mix}-\log S_{bit}$, determinado del Creep testing ($S_{bit}<10^5$ N/m²)

Para espectros de carga de vehículos comerciales, la ecuación se simplifica a:

$$W_{eq} = 1.4 * A * W_{tot}$$

El factor de proporcionalidad A entre el número equivalente de ruedas de cargas W_{eq} y el número total de ruedas de carga ($1.4 W_{tot}$) se muestra en la figura anterior, en esta figura se aprecia un rápido aumento del factor A que coincide con un rápida disminución de S_{bit} . Sin embargo puesto que una pendiente pequeña tiene una gran influencia en W_{eq} , en el Stiffness de la mezcla S_{mix} su influencia es escasa y por lo tanto en el ahuellamiento calculado.

El detalle del cálculo del espectro de carga se detalla en el **Anexo IV**, sus resultados se expresan a continuación.

DATOS Y RESULTADOS

Nº de vehículos = 720

Nº de ejes de carga = $2.7 \times 720 = 1944$

Para vehículos comerciales:

Nº de vehículos comerciales = 360

Nº de ejes de carga = $360 \times 2.7 = 972$

Número total de pasadas = $1.4 \times$ Número total de ejes de carga por pista

Nº total de pasadas = $1.4 \times 972 = 13608$

Para espectros de carga de vehículos comerciales, la ecuación se simplifica a:

$$W_{eq} = 1.4 * A * W_{tot}$$

$$A = \frac{W_{eq}}{1.4 W_{tot}}$$

$$A = 80 / 13608 = 5.88 \times 10^{-3}.$$

2.3.4.11. DISPOSITIVOS PARA EL CONTROL DE TRÁNSITO. SEÑALIZACIÓN

Los dispositivos para el control de tránsito advierten a los usuarios de los caminos de las reglas de operación, guiándolos hacia una operación segura, uniforme y eficiente de todos los elementos que componen el tránsito. Los cinco requerimientos básicos que debe cumplir un dispositivo de control de tránsito para ser efectivo son:

- a) Llenar una necesidad.
- b) Ser visible y llamar la atención.
- c) Transmitir un significado simple y claro.
- d) Debe infundir respeto a los usuarios de los caminos.
- e) Dar el tiempo suficiente para una respuesta adecuada.

Para cumplir los requerimientos nombrados, un dispositivo de control de tránsito deberá cumplir los requisitos de diseño, ubicación y operación; mantenimiento y uniformidad.

La ubicación de un dispositivo de control de tránsito debe ser dentro del campo visual del usuario para lograr una mejor comprensión. La ubicación y legibilidad de los dispositivos de control de tránsito debe ser tal que den el tiempo suficiente para la respuesta del usuario de día o de noche, los dispositivos de control deben revisarse periódicamente para determinar si cumplen con las condiciones de tránsito actuales.

2.3.4.11.1. EMPLAZAMIENTO

Toda señal debe ser instalada de tal manera que capte oportunamente la atención de usuarios de distintas capacidades visuales, cognitivas y psicomotoras, otorgando a éstos la facilidad y el tiempo suficiente para distinguirla de su entorno, leerla, entenderla, seleccionar la acción o maniobra apropiada y realizarla con seguridad y eficacia. U conductor que viaja a la velocidad máxima que permite la vía, debe tener el tiempo suficiente para realizar todas éstas acciones.

2.3.4.11.2. CONSERVACIÓN Y MANTENCIÓN

Toda señalización tiene una vida útil que es función de los materiales utilizados en su fabricación, de la acción del medio ambiente, de los agentes externos y de la permanencia de las condiciones que la justifican. Por ello resulta imprescindible que los responsables de la instalación y mantenimiento de las señales cuenten con un catastro de ellas y con un programa de mantenimiento e inspección que asegure su oportuna limpieza, remplazo o retiro. La señalización limpia, legible, visible, en buen estado y pertinente, inspira respeto en los conductores y peatones, a su vez cualquier señal que permanece en la vía sin que se justifique o se encuentra deteriorada o dañada, solo contribuye a su descrédito.

2.3.4.11.3. UNIFORMIDAD

La señalización debe tratar siempre situaciones similares de la misma manera. Esto además de facilitar el reconocimiento y entendimiento de las señales por parte de los usuarios, genera ahorros en la manufactura, instalación, conservación y gestión de la señalización.

2.3.4.11.4. JUSTIFICACIÓN

En general, se recomienda usar un número razonable y conservador de señales, ya que su uso exclusivo reduce su eficacia.

2.3.4.11.5. TIPOS DE SEÑALES

De acuerdo al Manual de Dispositivos de Control de Tránsito Automotor para calles y carreteras, existen señales verticales, marcas en el pavimento y semáforos. Las señales verticales a su vez se dividen en: Señales reguladoras, preventivas y de información, mientras que las marcas en el pavimento y bordes, demarcación de objetos y delineadores reflectivos. Los semáforos se dividen en semáforos para control de tránsito de vehículos, para pasos peatones y especiales.

Por lo general en vías rurales los dispositivos de control de tránsito que se utilizan son: señales reguladoras, informativas y algunos otros elementos como reductores de velocidad.

2.4. DISEÑO GEOMÉTRICO

El diseño geométrico de una carretera, responde al concepto de suministrar a la demanda de una vía adecuada para satisfacer sus requerimientos, minimizando de la manera más adecuada el costo total del transporte. Para tener un mejor diseño geométrico de una carretera, se debe tener en cuenta los siguientes tipos de factores:

Factores operativos:

- Volumen de tránsito que circulará por la carretera.
- Velocidad de operación de los vehículos.
- Función requerida por los usuarios.

Factores físicos:

- Topografía.
- Hidrografía.
- Geología.
- Uso del suelo.

Para poder definir las características del diseño geométrico de una carretera se debe evaluar y ponderar todos los factores ya mencionados.

2.4.1. DERECHO DE VÍA

Es elemento funcional de una carretera, toda zona pertenecientemente afectada a la conservación de la misma o a la explotación del servicio público vial, tales como las destinadas al descanso, estacionamiento, auxilio y atención médica de urgencia, pesaje, parada de autobuses y otros fines auxiliares o complementarios.

El derecho de vía o faja afectada consiste en la franja de terreno a cada lado de la vía incluida la berma, esta longitud será de 20 metros, medida en horizontal y/o perpendicularmente a partir del eje de la carretera. En esta zona no pueden realizarse obras ni otros usos que no sean referentes a la seguridad vial.

2.4.2. CATEGORIA DE VÍA

La clasificación de carreteras y caminos está orientada específicamente al diseño.

Categoría de las vías.- La clasificación para diseño consulta seis categorías divididas en dos grupos, ellas son:

- Carreteras: Autopistas, Autorrutas y Primarias
- Caminos: Colectores, Locales y de Desarrollo

Cada categoría se subdivide según las velocidades de proyecto consideradas al interior de la categoría. Las Vp más altas corresponden a trazados en terrenos llanos, las intermedias en terrenos ondulados y las más bajas a terrenos montañosos o cuyo entorno presenta limitaciones severas para el trazado.

Para clasificar una carretera se debe tener en cuenta lo siguiente:

Lugar: Urbano, Rural

Topografía tipo: Llano, Ondulado, Montañoso.

Utilización: Autopista, Carretera General.

Red de Carreteras: Fundamental, Complementaria, Vecinal.

Las categorías de diseño recomendadas para el trazado de carreteras rurales, se encuentran resumidas en la Tabla 1.3-1 del “Manual y Normas para el diseño geométrico de Carreteras” de la Administradora Boliviana de Caminos, presentando las siguientes categorías (Ver el cuadro a continuación):

CUADRO 32
CLASIFICACIÓN FUNCIONAL PARA DISEÑO DE CARRTERAS Y CAMINOS
RURALES

CATEGORÍA		SECCIÓN		VELOC DE PROYECTO (Km/h)	CÓDIGO TIPO
		TRANSVERSAL			
		Nº CARRILES	Nº CALZADAS		
AUTOPISTA	(0)	4 ó UD	2	120 – 100 - 80	A (n) – xx
AUTORUTA	(I.A)	4 ó UD	2	100 – 90 - 80	AR (n) – xx
PRIMARIO	(I.B)	4 ó UD	2 (1)	100 – 90 - 80	P (n) – xx
		2BD	1	100 – 90 – 80	P (2) – xx
COLECTOR	(II)	4 ó UD	2 (1)	80 – 70 – 60	C (n) – xx
		2BD	1	80 – 70 – 60	C (2) – xx
LOCAL	(III)	2BD	1	70 – 60 – 50 – 40	L (2) – xx
DESARROLLO		2BD	1	50 – 40 – 30*	D – xx

Fuente: Manual y normas de diseño geométrico de Carreteras ABC

UD: Unidireccionales

BD: Bidireccionales

(n): Número total de carriles

- xx: Velocidad de proyecto (Km/h)

*: Menor que 30 en sectores puntuales conflictivos

Dadas las características actuales técnicas que relacionan el alineamiento, el ancho de plataforma, el drenaje existente, la estabilidad de plataforma, etc. y de acuerdo a las normas técnicas bolivianas, se trata de un camino local (Tipo III).

2.4.2.1. CAMINOS LOCALES (III).-

Son caminos que conectan a los caminos colectores. Están destinados a dar servicio preferentemente a la propiedad adyacente. Tránsitos de mediana y corta distancia, a los cuales acceden numerosos caminos locales o de desarrollo.

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 70 Km/h
- Terreno ondulado fuerte 60 Km/h
- Terreno montañoso 50 y 40 Km/h

Podrán circular por ellos toda clase de vehículos motorizados y vehículos a tracción animal que cuenten con los dispositivos reglamentarios señalados en la ordenanza del tránsito.

2.4.2.2. NUMERO DE CARRILES

Considerando las características de este proyecto así como las necesidades del mismo considerando que es una carretera de tipo III, se determina que la carretera debe contar con una calzada simple dotada de dos carriles, uno de ida y otro de vuelta para contar con una transitabilidad adecuada.

2.4.3. PARÁMETROS DE DISEÑO

2.4.3.1. VELOCIDAD DIRECTRIZ

La velocidad directriz, también llamada velocidad de diseño o velocidad de proyecto es un parámetro que condiciona el diseño geométrico de una carretera tanto en su alineamiento horizontal como en el vertical.

La velocidad de proyecto seleccionada para un proyecto depende fundamentalmente de la función asignada a la carretera, del volumen y composición del tránsito y uno de los principales factores que determinan la elección de la velocidad directriz adecuada para el diseño de un tramo de carretera es el costo de construcción del mismo, ya que velocidades directrices elevadas requieren mayor nivel de características físicas y geométricas, las cuales elevan el costo de construcción sustancialmente.

Si un sector extenso del camino, colector o local, que pueda llegar a ser pavimentado, se emplaza en un terreno favorable, sus elementos deberán proyectarse con valores más amplios, correspondientes a unos 10 o 20 Km/h por sobre la demanda general, a fin de evitar que cuando el camino se pavimente los usuarios traten de alcanzar esas velocidades en un trazado que no las acepta.

Al encontrarnos en una categoría III, es aconsejable adoptar una velocidad de diseño en un rango de 40 – 70 km/h, por las características de la carretera en un terreno ondulado es recomendable adoptar una velocidad directriz de 40 km/h, el cual representa un valor recomendado por el “Manual para el Diseño de Carreteras” de la Administradora Boliviana de Carreteras.

2.4.3.2 VELOCIDAD 85 (V85%)

Es la velocidad no superada por el 85% de los usuarios en un tramo de características homogéneas, bajo las condiciones de tránsito prevalecientes, meteorológica, y grado de relación de este con otras vías y con la propiedad adyacente. Cuando estas condiciones no imponen restricciones, la V85% suele ser mayor que la velocidad de proyecto.

2.4.3.3. DISTANCIA DE VISIBILIDAD DE FRENADO

La distancia de visibilidad de frenado debe establecer las condiciones mínimas de visibilidad que debe proporcionar el diseño. Los valores mínimos de la distancia de visibilidad de frenado, son normalmente aplicados para proporcionar visibilidad en intersecciones,

bifurcaciones, curvas horizontales y curvas verticales. El cálculo de la distancia mínima de frenado está dado por:

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

Donde

D_f = Distancia mínima de frenado [m].

V = Velocidad directriz [Km./h].

t = Tiempo de percepción y reacción [seg.].

f_1 = Coeficiente de fricción longitudinal entre neumáticos y pavimento mojado

i = Pendiente longitudinal de la rasante, en metros/metro.

+i Subidas respecto sentido de circulación

-i Bajadas respecto sentido de circulación

Las distancias mínimas de frenado en función de la velocidad directriz, están unificadas en el cuadro 11 para rasantes horizontales en la tabla 2.2-1 del “Manual y normas de diseño geométrico de Carreteras” de la Administradora Boliviana de Caminos. Los valores de D_f son los adoptados en la tabla.

CUADRO 33

DISTANCIAS MINIMAS DE FRENADO EN HORIZONTAL

Vel. Directriz [Km/h]	30	40	50	60	70	80	90	100	110	120
D_f (m)	25	38	52	70	90	115	145	175	210	250

Fuente: Manual y normas de diseño geométrico de Carreteras ABC

2.4.3.4 DISTANCIA DE ADELANTAMIENTO

En carreteras de calzada simple con dos carriles de circulación es necesario proporcionar la distancia de visibilidad de sobrepaso o adelantamiento, a intervalos tan frecuentes como sea posible. Se debe diseñar tramos de carretera con distancias de visibilidad de adelantamiento homogéneamente distribuidas, a lo largo de su extensión. La longitud mínima entre dos secciones que proporcionan oportunidades de sobrepaso y el porcentaje de la longitud total de esas secciones respecto a la longitud del tramo, están condicionadas tanto técnica como económicamente a la topografía del terreno sobre el cual se desarrolla el trazado geométrico del camino y por el volumen de tránsito que circula por la carretera.

Se deduce que la visibilidad de adelantamiento se requiere solo en caminos con carriles para tránsito bidireccional. La línea visual considerada en este caso será aquella determinada por la altura de los ojos de uno de los conductores ($h_1=1,10m$) en un extremo y la altura de un vehículo ($h_2=1,20 m$) en el otro. Para simplificar la verificación se considerará que al iniciarse la maniobra todos los vehículos que intervienen se sitúan en el eje del carril de circulación que les corresponde, según el sentido de avance.

En la tabla 2.2-2 del “Manual de Diseño Geométrico de Carreteras” de la Administradora Boliviana de Carreteras se encuentran los valores mínimos a considerarse en el diseño como visibilidades adecuadas para adelantar.

CUADRO 34
DISTANCIA MÍNIMA DE ADELANTAMIENTO

VELOCIDAD DE PROYECTO (Km/h)	DSTANCIA MÍNIMA DE ADELANTAMIENTO (metros)
30	180
40	240
50	300
60	370
70	440
80	500
90	550
100	600

Fuente: Manual y normas de diseño geométrico de Carreteras ABC

2.4.3.5. RADIOS MINIMOS ABSOLUTOS

Los radios mínimos de las curvas son los menores radios que pueden ser recorridos a la velocidad directriz, con el máximo peralte, en condiciones aceptables de seguridad y confort. Los radios mínimos absolutos solo podrán ser empleados al interior de una secuencia de curvas horizontales, cuando están comprendidos dentro del rango aceptable para curvas horizontales consecutivas.

El radio mínimo de la curva circular, calculando con el criterio de seguridad ante el deslizamiento es:

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

$$R_{\min} = \frac{(40km/h)^2}{127 \cdot (0.07 + 0.198)}$$

$$R_{\min} = 47m$$

Donde:

R = radio de la curva, [m].

V = Velocidad directriz, [Km/h]

e = Peralte [m/m]

f = Coeficiente de fricción transversal admisible entre neumático y pavimento.

2.4.3.6. PERALTE MÁXIMO ADMISIBLE

El peralte máximo admisible que será adoptado esta restringido por los siguientes factores:

- Velocidad directriz y categoría del proyecto.
- Longitud de transición del peralte, primordialmente en el caso de dos curvas sucesivas, de sentido opuesto o en calzadas con varios carriles.
- Razones económicas.

Para los caminos que consultan un peralte máximo de 7% se podrá, en casos calificados subir el peralte a 8% siempre que la línea de Máxima pendiente no supere un 11%

2.4.3.7. COEFICIENTE DE FRICCIÓN TRANSVERSAL ADMISIBLE

Los coeficientes de fricción transversal entre los neumáticos y el pavimento, son valores determinados experimentalmente, tomando en cuenta las condiciones medias del vehículo, de la calzada y del conductor y pasajeros las cuales son consideradas normales y admisibles. Los radios mínimos, peralte máximo y coeficiente de fricción transversal de diseño recomendados para el trazado de carreteras rurales, se encuentran resumidas en la Tabla 2.3-4 del “Manual y Normas para el diseño geométrico de Carreteras” de la Administradora Boliviana de Caminos, presentando las siguientes categorías (Ver el cuadro a continuación):

CUADRO 35

RADIO MÍNIMO Y PERALTE MÁXIMO

CAMINOS COLECTORES – LOCALES - DESARROLLO			
Vp Km/h	emáx (%)	f	Rmín (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 - AUTORUTAS – 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 y normas de diseño geométrico de Carreteras ABC

2.4.3.8. LÍNEA DE MÁXIMA PENDIENTE

En las curvas horizontales la combinación del peralte con la pendiente longitudinal da origen a una línea de máxima pendiente, equivalente a:

$$q\% = (i\% + e\%) / \sqrt{2}$$

En caminos el valor de q no debe sobrepasar el valor de 11%.

2.4.3.9. LONGITUD DEL DESARROLLO DEL PERALTE

La longitud requerida para la transición desde el bombeo (-b) al peralte total (+e) o (-e), queda dada por:

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

Donde:

l = Longitud del desarrollo del peralte (m)

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

a = Ancho normal de un carril (m)

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

Δ = Pendiente relativa del Borde de la calzada, respecto de la pendiente longitudinal del eje de la vía (%), cuyos valores normales y máximos se dan en la tabla 2.3-8 del Manual de Diseño geométrico de la Administradora Boliviana de Carreteras.

CUADRO 36

VALORES ADMISIBLES PENDIENTE RELATIVA DE BORDE

Vp (Km/h)	30-50	60-70	80-90	100-120
Δ Normal	0.7	0.6	0.5	0.35
Δ Máx n=1	1.5	1.3	0.9	0.8
Δ Máx n>1	1.5	1.3	0.9	0.8

Fuente: Manual y normas de diseño geométrico de Carreteras ABC

2.4.3.10. PENDIENTES MÁXIMAS

La selección de pendientes y sus longitudes aplicables al diseño de un tramo de carretera, depende de las consideraciones técnicas y operativas que correspondan a la categoría de la carretera. La determinación de pendientes máximas se traduce en el aumento de los costos de construcción, ya que el empleo de pendientes suaves significa el incremento de los costos de construcción en aquellos tramos topográficamente desfavorables.

Las pendientes máximas a ser consideradas se presentan en la tabla 2.4-1 del “Manual y normas de diseño geométrico de Carreteras” de la Administradora Boliviana de Caminos, según la categoría de diseño del tramo de carretera.

CUADRO 37

PENDIENTES MAXIMAS EN FUNCIÓN DE LAS CATEGORIAS DE DISEÑO

CATEGORÍA	VELOCIDAD DE PROYECTO (Km/h)									
	< o = 30	40	50	60	70	80	90	100	110	120
Desarrollo	10-12	10-9	9	-	-	-	-	-	-	-
Local	-	10-9	9	8	8	-	-	-	-	-
Colector	-	-	-	8	8	8	-	-	-	-
Primario	-	-	-	-	-	6	5	4.5	-	-
Autorrutas	-	-	-	-	-	6	5	4.5	-	-
Autopistas	-	-	-	-	-	5	-	4.5	-	4

Fuente: Manual y normas de diseño geométrico de Carreteras ABC

Siempre se debe procurar utilizar las menores pendientes compatibles con la topografía en que se emplaza el trazado.

2.4.3.11. PENDIENTES MÍNIMAS

Es deseable proveer una pendiente mínima del 0.5% a fin de asegurar en todo punto de la calzada un eficiente drenaje de las aguas superficiales. Según el Manual de Diseño de Carreteras de la Administradora Boliviana de Carreteras se distinguirán dos casos:

- Si la calzada posee un bombeo o inclinación transversal de 2% y no existen soleras o cunetas, se podrá excepcionalmente aceptar sectores con pendientes longitudinales de hasta 0,2%. Si el bombeo es de 2,5% excepcionalmente se podrán aceptar pendientes longitudinales iguales a 0.
- Si al borde del pavimento existen soleras la pendiente longitudinal mínima deseable será de 0,5 % y mínima absoluta 0,35%.

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

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

2.4.3.12. ANCHO DE CALZADA Y PLATAFORMA

El ancho de calzada y plataforma están dados en función de la categoría de la vía y la velocidad de proyecto que corresponde, en caminos locales con velocidad de proyecto menor a 60 Km/h la Administradora Boliviana de Carreteras autoriza anchos de carril menores a 3.5 m. En la tabla 3.3-1 del Manual de Diseño de Carreteras se encuentran detallados los parámetros en función al tipo de carretera.

Para nuestro tipo de carretera los datos correspondientes serían:

CUADRO 38 (1)
RESUMEN DE ANCHOS DE PLATAFORMA EN TERRAPLÉN Y DE SUS
ELEMENTOS A NIVEL DE RASANTE

N° DE CALZADAS Y CATEGORÍA		VEL. PROYECTO (Km/h)	ANCHO PISTAS "a" (m) (1)	ANCHO BERMAS (m)	
				"bi" INTERIOR (m)	"be" EXTERIOR (m)
CALZADA BIDIRECCIONAL	LOCAL	70	3.5	-	1.0-1.5
		60	3.0-3.5	-	0.5-1.0
		50	3.0-3.5	-	0.5-1.0
		40	3.0	-	0.0-0.5

CUADRO 38 (2)
RESUMEN DE ANCHOS DE PLATAFORMA EN TERRAPLÉN Y DE SUS
ELEMENTOS A NIVEL DE RASANTE

	ANCHO SAP (m)	ANCHO CANTERO CENTRAL-M (m)	

N° DE CALZADAS Y CATEGORÍA	“Si” INTERIOR (m)	“Se” EXTERIOR (m)	INICIAL 4 PISTAS AMPLIA BLE A 6	FINAL 6 PISTAS	FINAL=INICIAL 4 PISTAS	ANCHO TOTAL DE PLATAFORMA A NIVEL DE RASANTE			
						6 PISTAS Y 4 AMPLIA BLE	4 PISTAS	2 PISTAS	
CALZADA BIDIRECCIONAL	LOCAL	-	0.5-0.8	-				10-11	
		-	0.5-0.8	-				8-10	
		-	0.5	-					8-10
		-	0.5	-					7-8

Fuente: Manual y normas de diseño geométrico de Carreteras ABC

2.4.3.13. ANCHO DE CARRIL

Este elemento es el más importante de la definición de la sección de la carretera ya que es el espacio por donde circula el vehículo, para ello se toman 3 aspectos fundamentales en función de los cuales se debe definir un ancho de carril para un proyecto, estos son:

- Costo
- Velocidad
- Capacidad

El tener un ancho de carril de dimensiones mayores permitirá una mayor capacidad de la carretera, la circulación con velocidades mayores pero erogaría mayores gastos en su construcción.

El tener un ancho de carril de dimensiones menores si bien reduce el costo esto implica una reducción en la capacidad y la utilización de velocidades menores.

El ancho de carriles de circulación proviene de adicionar al ancho del vehículo tipo de proyecto un coeficiente o ancho de seguridad. Los valores recomendados para el ancho de los carriles de circulación, según la categoría del tramo de carretera y su velocidad directriz se muestran en el cuadro 38. El ancho de carril que utilizaremos será 3,35 metros puesto que nuestro camino no es muy transitado y su velocidad de proyecto es la mínima para caminos locales, en la sección donde se planteará un puente se considerará un solo carril de ancho igual a 4 metros debido a que es en una zona rural. En el cuadro a continuación se detalla los cambios de carril a realizarse en el tramo.

CUADRO 39

PLANILLA DE CAMBIOS DE ANCHO DE CARRIL

TRAMO		ANCHO CARRIL [m]	ANCHO CAMINO [m]	UBICACIÓN
PROG. ENTRADA	PROG. SALIDA			
0+000,00	4+096,51	3,35	7,30	Camino
4+096,51	4+116,51	4,00	4,00	Puente
4+116,51	7+000,00	3,35	7,30	Camino

Fuente: Elaboración propia

2.4.3.14. BOMBEOS

El bombeo para nuestra calzada contempla el punto más alto en el centro de la calzada y una sección transversal con vertiente a dos aguas, el diseño de la pendiente se hace de acuerdo a la tabla 3.2-4 del Manual de Diseño de Carreteras, descrito en el cuadro a continuación:

CUADRO 40

BOMBEOS DE LA CALZADA

TIPO DE SUPERFICIE	PENDIENTE TRANSVERSAL	
	($\Gamma 10$) ≤ 15 mm/h *1	($\Gamma 10$) ≥ 15 mm/h *1
PAV. DE HORMIGON O ASFALTO	2,0	2,5
TRATAM. SUPERFICIAL.	3,0	3,5
TIERRA GRAVA	3,0 – 3,5	3,5 – 4,0

Fuente: Manual y normas de diseño geométrico de Carreteras ABC

*1= Determinar mediante un estudio hidrológico

*2= En climas definitivamente desérticos, se puede rebajar los bombeos hasta un valor límite de 2,5%

2.4.3.15. ANCHO DE BERMA

Las Bermas son las franjas que flanquean el pavimento de la calzada. Las bermas pueden ser construidas con pavimento de hormigón, capas asfálticas, tratamiento superficial o simplemente ser una prolongación de la capa de grava.

Las bermas cumplen cuatro funciones básicas: proporcionan protección al pavimento y a sus capas inferiores; permiten detenciones ocasionales; aseguran una luz libre que actúa sobre los conductores aumentando la capacidad de la vía y ofrecen espacio adicional para maniobras de emergencia, aumentando la seguridad. Para que estas funciones se cumplan en

la práctica, las bermas deben ser de un ancho constante, estar libres de obstáculos y deben estar compactadas homogéneamente en toda su sección.

Los anchos de berma se dan en la tabla 3.1-1 (Cuadro 38. (1)) donde vemos que el ancho normal en Caminos Locales con $V_p = 40$ Km/h es de 0,5 metros que en conjunto con el SAP suman 0,8 metros.

Estos valores pueden variar puesto que para caminos locales y de desarrollo las bermas se definen en función al tránsito y a la dificultad del emplazamiento.

2.4.4. GEOMETRÍA EN PLANTA

2.4.4.1. ALINEAMIENTO HORIZONTAL

Los elementos geométricos de una carretera deben estar convenientemente relacionados, para garantizar una operación segura, a una velocidad de operación continua y acorde con las condiciones generales de la vía. Esto se logra haciendo que el proyecto sea gobernado por un adecuado valor de velocidad de diseño; y, sobre todo, estableciendo relaciones cómodas entre este valor, la curvatura y el peralte.

Se puede considerar entonces que el diseño geométrico propiamente dicho se inicia cuando se define, dentro de criterios técnico-económicos, una velocidad de diseño para el caso.

El alineamiento horizontal está constituido por alineamientos rectos, curvas circulares, y curvas de grado de curvatura variable que permiten una transición suave al pasar de alineamientos rectos a curvas circulares o viceversa o también entre dos curvas circulares de curvatura diferente.

El alineamiento horizontal debe permitir una operación suave y segura a la velocidad de diseño.

Los tramos rectos excesivamente largos son indeseables en el proyecto de carreteras, el trazado deberá estar compuesto por una secuencia de curvas con un radio mínimo de 50 m que enlacen tangentes no muy largas.

Se deberá definir la longitud de los tramos rectos atendiendo a las características topográficas del terreno, por lo que se debe adecuar el trazado a la conformación básica de la naturaleza y a la necesidad de brindar una apropiada distancia de visibilidad de sobrepaso o

adelantamiento. El trazado deberá ser homogéneo, sin cambios bruscos en la velocidad directriz. El trazado horizontal debe proporcionar en todos sus puntos, la distancia mínima de visibilidad de frenado.

2.4.4.2. ALINEAMIENTOS RECTOS Y CURVOS

Durante el diseño de una carretera nueva se deben evitar tramos en planta con alineamientos rectos demasiado largos. Tales tramos son monótonos durante el día, especialmente en zonas donde la temperatura es relativamente alta, y en la noche aumentan el peligro de deslumbramiento, por las luces del vehículo que avanza en sentido opuesto.

Es preferible reemplazar grandes alineamientos (superiores a 1.5 km), por curvas amplias de grandes radios (2000 a 10000 m) que obliguen al conductor a modificar suavemente su dirección y mantengan despierta su atención.

Para vías de sentido único no tiene objeto utilizar radios superiores a 10000 m; pero en el caso de doble vía (en ambos sentidos), las condiciones de visibilidad pueden implicar radios superiores.

Como elemento de curvatura variable en el desarrollo se utilizará la clotoide, por razones de seguridad, comodidad y estética. Tanto en la fase de diseño como en la de ejecución se podrán utilizar los grados sexagesimales o centesimales, aunque en cualquier caso los últimos presentan una precisión superior.

2.4.4.3. TIPOS DE CURVAS Y SUS ELEMENTOS

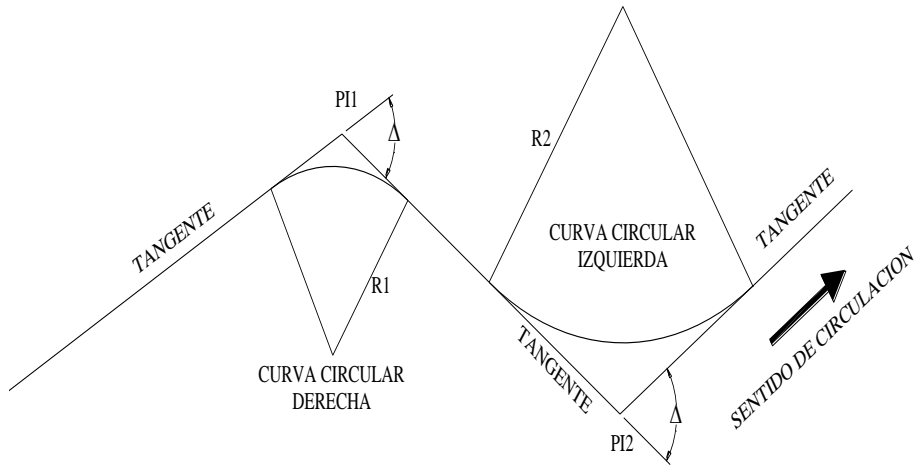
El alineamiento horizontal de un camino, consiste en una serie de tramos llamados tangentes, conectados por curvas circulares.

2.4.4.3.1. CURVAS SIMPLES

En el diseño de enlace de tangentes las curvas circulares simples son las que se utilizan frecuentemente cuando los espacios son reducidos en un punto inicial y otro, no siendo lo más recomendable desde el punto de vista geométrico y operacional de los vehículos pero si en forma práctica en apertura de carreteras es conveniente su uso, porque requieren menores espacios lo cual origina menores movimientos de tierra y mayor facilidad en su replanteo. Una curva circular simple estará diseñada a partir de dos elementos fundamentales que son el ángulo de deflexión o el ángulo interno entre las tangentes y el radio de curvatura que

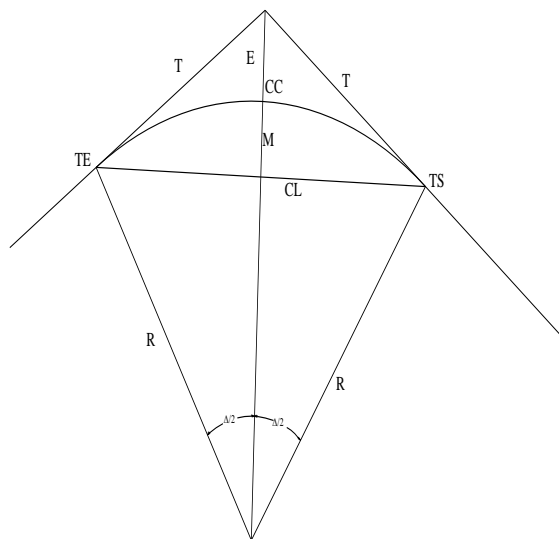
vienen por la geometría del trazado definitivo y por especificaciones técnicas respectivamente.

FIGURA 17



Los elementos de una curva circular simple son:

FIGURA 18



Donde:

- TE: Punto de la tangente de entrada.
- TS: Punto de la tangente de salida.
- PI: Punto de intersección de las tangentes.
- D: Angulo de deflexión.
- T: Semitangente.
- L: Largo del arco circular.
- CL: Cuerda larga.
- CC: Punto medio de la curva.
- E: Externa.
- M: Ordenada media.
- Gcb: Grado de curvatura según la cuerda base.
- Gab: Grado de curvatura según el arco base.

Sus respectivas fórmulas son:

Tangente:

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

Cuerda larga:

$$CL = 2R \cdot \text{sen} \left(\frac{\Delta}{2} \right)$$

Externa:

$$E = R \cdot \left[\sec \left(\frac{\Delta}{2} \right) - 1 \right]$$

Ordenada Media:

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

Largo del arco circular:

$$L = \frac{\pi \cdot R \cdot \Delta}{180}$$

Largo de la curvatura según la cuerda base:

$$G_{cb} = 2 \text{Arcsen} \left(\frac{Cb}{2R} \right)$$

Largo de la curvatura según el arco base:

$$G_{ab} = \frac{180 \cdot a_b}{\pi \cdot R}$$

Es importante que en el diseño de cada curva circular simple esté determinada por todos sus elementos, los cuales proporcionarán información suficiente para el replanteo. El replanteo de este tipo de curvas consiste en trazar una curva horizontal en el terreno a partir del diseño que está en el plano, es decir encontrar todos los puntos necesarios para conformar la curva circular simple.

Los resultados obtenidos para cada una de las curvas del diseño geométrico del camino y de todo el alineamiento horizontal, se presentaran en el **Anexo V**, los cuales serán calculados utilizando las fórmulas anteriores. A continuación se presenta un cuadro resumen del alineamiento horizontal.

CUADRO 41

RESUMEN DE CURVAS HORIZONTALES

Nº	PROGR.	PROGR.	RADIO	LONGITUD	DIRECCIÓN
1	0+001,15	0+008,92	50,000	7,768	IZQUIERDA
2	0+082,49	0+132,66	390,000	50,167	DERECHA
3	0+153,89	0+157,51	50,000	3,616	IZQUIERDA
4	0+247,29	0+269,71	2.500,000	22,421	IZQUIERDA
5	0+320,56	0+369,94	2.500,000	49,381	DERECHA
6	0+398,70	0+399,54	80,000	0,846	DERECHA
7	0+478,80	0+517,90	50,000	39,097	DERECHA
8	0+585,61	0+625,97	50,000	40,362	IZQUIERDA
9	0+665,21	0+686,21	50,000	20,998	IZQUIERDA
10	0+713,54	0+735,68	50,000	22,142	IZQUIERDA
11	0+758,55	0+769,47	50,000	10,921	DERECHA
12	0+817,46	0+821,98	50,000	4,524	IZQUIERDA
13	0+859,06	0+878,60	65,000	19,541	IZQUIERDA
14	0+911,46	0+942,37	47,500	30,910	IZQUIERDA
15	0+942,42	0+958,16	47,500	15,739	DERECHA
16	0+980,07	0+992,32	50,000	12,248	DERECHA
17	1+009,98	1+035,55	80,000	26,275	DERECHA
18	1+109,06	1+118,67	80,000	9,622	DERECHA
19	1+139,79	1+180,64	50,000	40,844	DERECHA
20	1+201,60	1+258,34	50,000	56,743	IZQUIERDA
21	1+282,58	1+293,80	50,000	11,222	IZQUIERDA
22	1+345,23	1+366,44	100,000	21,214	IZQUIERDA
23	1+398,07	1+407,25	80,000	9,187	DERECHA
24	1+605,09	1+688,09	845,000	82,999	IZQUIERDA
25	1+840,46	1+844,17	80,000	3,710	DERECHA
26	1+972,75	1+979,67	80,000	6,918	IZQUIERDA
27	2+065,66	2+081,94	80,000	16,282	IZQUIERDA
28	2+187,03	2+238,10	140,000	51,071	DERECHA
29	2+291,80	2+294,06	80,000	2,260	IZQUIERDA
30	2+385,33	2+456,52	150,000	71,184	DERECHA
31	2+557,27	2+593,50	91,000	36,230	DERECHA
32	2+606,09	2+629,21	50,000	23,124	DERECHA
33	2+679,63	2+692,40	50,000	12,767	DERECHA
34	2+732,98	2+756,65	325,000	23,672	IZQUIERDA
35	2+799,23	2+810,65	50,000	11,423	IZQUIERDA
36	2+857,81	2+861,93	70,000	4,126	IZQUIERDA
37	2+872,13	2+924,19	50,000	52,062	IZQUIERDA
38	2+930,11	2+991,14	340,000	61,022	IZQUIERDA
39	3+104,79	3+139,74	165,000	34,954	IZQUIERDA
40	3+168,54	3+190,34	50,000	21,797	IZQUIERDA
41	3+227,41	3+287,00	50,000	59,585	DERECHA
42	3+310,26	3+323,26	50,000	13,002	IZQUIERDA
43	3+328,80	3+350,67	50,000	21,865	DERECHA
44	3+478,50	3+500,03	80,000	21,523	DERECHA
45	3+622,44	3+695,68	1.909,000	73,239	IZQUIERDA
46	3+815,11	3+821,64	60,000	6,530	IZQUIERDA
47	3+835,92	3+838,74	50,000	2,821	IZQUIERDA
48	3+890,98	3+895,07	50,000	4,084	DERECHA
49	3+983,59	4+012,71	350,000	29,124	IZQUIERDA
50	4+051,46	4+118,26	605,000	66,804	DERECHA
51	4+162,10	4+201,64	58,000	39,537	DERECHA
52	4+229,85	4+247,65	165,000	17,799	DERECHA

53	4+343,65	4+362,86	80,000	19,211	IZQUIERDA
54	4+390,13	4+415,93	50,000	25,800	DERECHA
55	4+417,59	4+436,62	50,000	19,032	IZQUIERDA
56	4+448,97	4+462,14	50,000	13,147	IZQUIERDA
57	4+471,48	4+487,49	50,000	16,116	IZQUIERDA
58	4+606,79	4+626,16	100,000	19,369	IZQUIERDA
59	4+810,39	4+826,79	2500,000	16,396	IZQUIERDA
60	5+038,97	5+046,69	335,000	7,712	DERECHA
61	5+115,60	5+125,20	100,000	9,609	IZQUIERDA
62	5+169,65	5+209,26	75,000	39,610	DERECHA
63	5+335,68	5+341,35	100,000	5,673	IZQUIERDA
64	5+353,35	5+364,16	100,000	10,817	DERECHA
65	5+395,97	5+413,87	80,000	17,892	IZQUIERDA
66	5+423,70	5+448,99	50,000	25,297	IZQUIERDA
67	5+458,97	5+486,98	100,000	28,006	IZQUIERDA
68	5+506,25	5+555,28	59,000	49,026	IZQUIERDA
69	5+577,15	5+584,42	80,000	7,264	IZQUIERDA
70	5+614,76	5+621,24	50,000	6,478	IZQUIERDA
71	5+642,88	5+690,86	50,000	47,985	DERECHA
72	5+695,45	5+726,26	50,000	30,802	DERECHA
73	5+772,16	5+772,38	50,000	0,215	IZQUIERDA
74	5+788,28	5+867,87	50,000	79,591	IZQUIERDA
75	5+879,31	5+894,71	80,000	15,396	IZQUIERDA
76	5+945,05	5+947,70	100,000	2,656	IZQUIERDA
77	6+009,58	6+031,27	135,000	21,682	DERECHA
78	6+068,60	6+093,31	140,000	24,714	DERECHA
79	6+131,56	6+190,72	50,000	53,162	DERECHA
80	6+209,20	6+272,31	170,000	63,106	IZQUIERDA
81	6+319,40	6+351,27	20,000	31,871	DERECHA
82	6+390,34	6+462,22	175,000	71,888	IZQUIERDA
83	6+473,60	6+491,51	150,000	17,911	IZQUIERDA
84	6+529,00	6+558,56	250,000	29,564	IZQUIERDA
85	6+586,53	6+617,73	250,000	31,194	DERECHA
86	6+634,00	6+651,42	250,000	17,414	DERECHA
87	6+673,65	6+711,04	140,000	37,390	DERECHA
88	6+729,09	6+765,53	150,000	36,439	DERECHA
89	6+788,91	6+792,44	80,000	3,530	IZQUIERDA
90	6+804,85	6+831,91	80,000	27,057	DERECHA
91	6+898,30	6+935,71	50,000	37,409	IZQUIERDA

FUENTE: Elaboración propia

2.4.5. GEOMETRÍA EN PERFIL

2.4.5.1. ALINEAMIENTO VERTICAL. RASANTE

El alineamiento vertical está formado por la rasante, constituida por una serie de rectas enlazadas por arcos verticales parabólicos, a los cuales dichas rectas son tangentes.

La inclinación de la rasante depende principalmente de la topografía de la zona que atraviesa, del alineamiento horizontal, de la visibilidad, de la velocidad del proyecto, de los costos de construcción, de los costos de operación, del porcentaje de vehículos pesados y de su rendimiento en rampas.

Se deben evitar alteraciones frecuentes en el diseño de las pendientes. Es deseable una rasante con pendientes largas y moderadas, con variaciones graduales, evitando las rasantes con muchos quiebres de reducida longitud y gran diferencia de pendientes.

Los alineamientos verticales que están muy aproximados a la topografía del terreno ondulado son poco deseables, ya que los puntos bajos de las carreteras suelen quedar ocultos a la vista del conductor, puesto que los mismos pueden producir accidentes relacionados con las maniobras de adelantamiento, al producirse una falsa impresión de existencia de visibilidad de sobrepaso. El trazado vertical en todos sus puntos debe proporcionar la distancia mínima de visibilidad de frenado.

2.4.5.2. PENDIENTE GOBERNADORA

La pendiente gobernadora es la pendiente media que teóricamente puede darse a la línea de subrasante para vencer un desnivel determinado, en función de las características del tránsito y la configuración del terreno; la mejor pendiente gobernadora para cada caso, será aquella que al conjugar estos conceptos, permita obtener el menor costo de construcción, conservación y operación. Sirve de guía a la serie de pendientes que se deban proyectar para ajustarse en lo posible al terreno.

La línea de pelo se genera en base a una pendiente gobernadora. La pendiente gobernadora del presente proyecto está dada en función de la categoría de la vía y su valor es 9%.

2.4.5.3. CURVAS VERTICALES

Las curvas verticales son las que permiten el enlace de la línea subrasante a lo largo de la carretera. Las curvas verticales usadas en carreteras como curvas de enlace de los alineamientos rectos longitudinales, pueden ser arcos de círculo, arcos de parábola, de parábola cúbica, etc.

2.4.5.3.1. LONGITUD MÍNIMA

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

La distancia mínima en curvas verticales es aquella longitud necesaria que debe tener una curva vertical, que dé seguridad a la circulación de dos vehículos en sentido contrario. Esta distancia mínima está en función de la distancia de visibilidad para parar que a su vez es función de la velocidad del proyecto, del tiempo de reacción y percepción del conductor y de la pendiente de entrada de la curva de entrada.

La longitud requerida para detener un vehículo es la suma de dos distancias:

- Distancia recorrida por un vehículo desde el momento en que se hace visible por el obstáculo hasta el instante en que se aplica los frenos.
- Distancia recorrida por el vehículo luego de aplicados los frenos y hasta el momento en que se detiene totalmente.

La relación es la siguiente:

Donde:

V = Velocidad de proyecto. (Km/hr)

t = Tiempo de reacción y percepción del conductor (1.5 - 2 seg).

f = Coeficiente de fricción (0.198).

i = Pendiente de entrada en la curva vertical en el sentido del diseño.

La dinámica de los vehículos al circular por una curva vertical establece que la razón de cambio de pendiente entre puntos sobre la curva parabólica está dada por:

- El valor inverso se designa por K, esto es:
$$\frac{S_2 - S_1}{L} = \frac{A}{L}$$

- El valor inverso se designa por K, esto es:
$$K = \frac{L}{A}$$

- K es la distancia horizontal en metros, requerida para que se produzca un cambio de pendiente de un 1% a lo largo de la curva. Es por consiguiente una medida de la curvatura de la parábola.
- Conocido el valor de K y conocida la variación total de A de pendiente entre las dos tangentes a enlazarse con la curva vertical, la longitud de la curva resulta cuando A se expresa en valor absoluto:

$$L=K.A$$

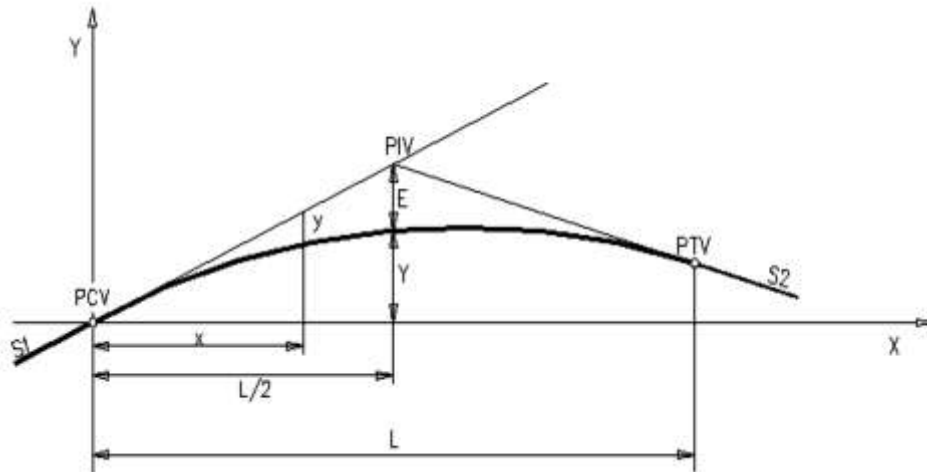
2.4.5.3.2. TIPOS DE CURVAS Y SUS ELEMENTOS

Las curvas verticales son las que enlazan dos tangentes consecutivas del alineamiento vertical, para que en su longitud se efectúe el paso gradual de la pendiente de la tangente de entrada a la de la tangente de salida.

Deben dar por resultado una vía de operación segura y confortable, apariencia agradable y con características de drenaje adecuadas.

Los elementos de las curvas verticales son:

FIGURA 19
CURVA VERTICAL



Donde:

L = longitud de la curva vertical, medida por su proyección horizontal.

S_1 = Pendiente de la tangente de entrada (%).

S_2 = Pendiente de la tangente de salida. (%)

A = Diferencia algebraica de pendientes, $A = |S_1 - S_2|$

E = Externa, ordenada vertical desde el punto PIV a la curva, $E = \frac{A}{200 \cdot L} \cdot \left(\frac{L}{2}\right)^2$

X = Distancia horizontal a cualquier punto de la curva desde el PCV o el PTV.

Y = Ordenada vertical en cualquier punto: $Y = \frac{A}{200 \cdot L} \cdot X^2$

$$COTAx = COTA_{PCV} + \frac{S_1 X}{100} \pm Y$$

Esta ordenada se les resta a las cotas de las tangentes en las curvas verticales tipo 1 y 2, y se les suma a las de tipo 3 y 4.

PCV = Principio de la curva vertical

PIV = Punto de intersección de las tangentes verticales.

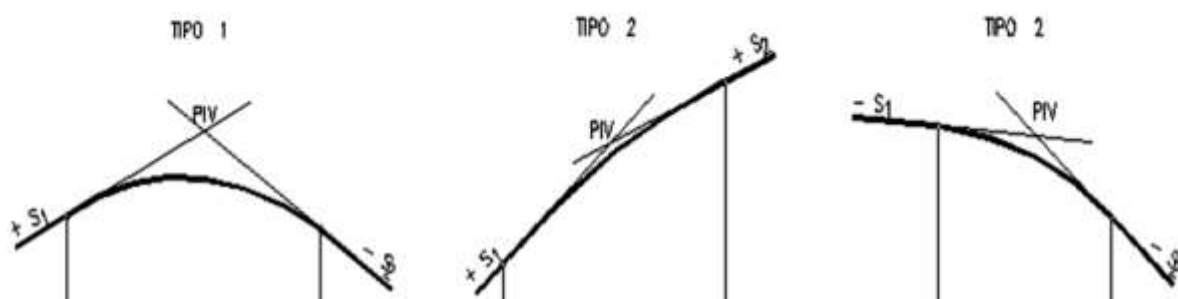
PTV = Terminación de la curva vertical.

Se recomienda que la longitud mínima de la curva sea, Donde L está dado en metros y la velocidad en kilómetros por hora:

$$L = 0.5 \cdot V$$

$$L_{\min} = 20m$$

FIGURA 20
TIPOS DE CURVAS VERTICALES



DE LOS TRIANGULOS AEC y AMF

$$EC = \frac{S_2 - S_1}{100} \cdot L_2 \quad \frac{EC}{L} = \frac{MF}{L_1} \quad EC = 2d \frac{L}{L_1} \quad \frac{(S_2 - S_1)}{100} L_2 = \frac{2dL}{L_1} \quad d = \left(\frac{S_2 - S_1}{200} \right) \frac{L_1 \cdot L_2}{L}$$

Para la rama izquierda:

$$CotaX = CotaTE.CV + \frac{S_1 \cdot X}{100} + d \left(\frac{X}{L_1} \right)^2 \quad Xi = - \frac{S_1 \cdot L_1^2}{200 \cdot d}$$

Para la rama derecha:

$$CotaX = CotaTS.CV - \frac{S_2 \cdot X}{100} + d \left(\frac{X}{L_2} \right)^2 \quad Xd = \frac{S_2 \cdot L_2^2}{200 \cdot d}$$

A continuación presentamos un cuadro resumen del alineamiento vertical.

CUADRO 42
CURVAS VERTICALES

Nº	PROGR.	PROGR.	LONGITUD	TIPO DE CURVA
1	0+022,30	0+052,30	30,000	CONVEXA
2	0+114,48	0+163,48	49,000	CÓNCAVA
3	0+262,40	0+292,40	30,000	CONVEXA

4	0+387,58	0+430,88	43,302	CONVEXA
5	0+458,32	0+503,32	45,000	CÓNCAVA
6	1+218,94	1+261,94	43,000	CONVEXA
7	1+433,43	1+463,43	30,000	CÓNCAVA
8	1+565,00	1+595,00	30,000	CONVEXA
9	1+634,48	1+664,38	30,000	CONVEXA
10	1+822,81	1+852,81	30,000	CONVEXA
11	1+921,56	1+951,56	30,000	CÓNCAVA
12	2+421,74	2+476,74	55,000	CÓNCAVA
13	2+604,70	2+647,70	43,000	CONVEXA
14	2+839,88	2+882,88	43,000	CONVEXA
15	2+961,81	3+006,81	45,000	CÓNCAVA
16	3+166,36	3+211,36	45,000	CONVEXA
17	3+253,30	3+296,30	43,000	CÓNCAVA
18	3+328,67	3+350,67	45,000	CONVEXA
19	3+459,86	3+504,86	45,000	CÓNCAVA
20	3+782,49	3+825,49	43,000	CONVEXA
21	4+021,84	4+071,84	50,000	CÓNCAVA
22	4+101,69	4+165,57	63,876	CÓNCAVA
23	4+214,85	4+259,85	45,000	CONVEXA
24	4+291,83	4+336,83	45,000	CÓNCAVA
25	4+423,96	4+466,96	43,000	CONVEXA
26	4+598,50	4+641,50	43,000	CONVEXA
27	4+783,78	4+875,61	91,826	CÓNCAVA
28	4+887,28	4+932,28	45,000	CONVEXA
29	4+940,67	4+983,67	43,000	CÓNCAVA
30	5+116,01	5+173,42	57,407	CONVEXA
31	5+660,97	5+764,54	103,563	CÓNCAVA
32	5+791,03	5+834,03	43,000	CONVEXA
33	5+852,52	5+895,52	43,000	CÓNCAVA
34	6+226,67	6+271,31	44,643	CONVEXA
35	6+310,93	6+355,11	44,183	CÓNCAVA
36	6+440,40	6+483,40	43,000	CONVEXA
37	6+538,49	6+581,49	43,000	CONVEXA
38	6+736,05	6+832,47	96,414	CÓNCAVA
39	6+882,23	6+925,23	43,000	CONVEXA

FUENTE: Elaboración propia

El detalle del alineamiento vertical se encuentra en el **Anexo VI**.

2.4.6. MOVIMIENTO DE TIERRAS

2.4.6.1. INTRODUCCIÓN

Un factor que influye significativamente en el trazado de una vía es el terreno, que a su vez afecta al trazado de la rasante, para el trazado de la rasante consideramos principalmente el

movimiento de tierras, lo mejor es trazar la rasante lo más cerca posible al nivel natural del terreno, para terreno ondulado o montañoso esto no es posible entonces tratamos de equilibrar el volumen excavado con el volumen de terraplén para minimizar los costos.

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 la rasante.

Definimos al perfil transversal como las características de la superficie del terreno transversalmente al eje definitivo del eje de la carretera. Este perfil transversal puede ser obtenido en campo o en gabinete si la poligonal del levantamiento es muy próxima al eje definitivo se pueden utilizar las transversales de la poligonal, si se aleja del eje definitivo de la carretera se realiza la obtención de perfiles transversales de gabinete en función al plano de curvas de nivel donde en cada estación se traza transversales sobre cada estación perpendiculares al eje con una distancia de 20 m. a la derecha y 20 m. a la izquierda, con estos valores se grafica el perfil transversal del terreno.

2.4.6.2. SECCIONES TRANSVERSALES

La sección transversal por definición son las características de una carretera terminada en su sección transversal, donde los componentes más usuales son:

- a) Calzada
- b) Bermas
- c) Taludes de corte y relleno
- d) Cunetas
- e) Pendiente transversal

2.4.6.2.1. CALZADA

Es el ancho de la sección que corresponde a la circulación vehicular, está compuesta por los carriles en ambos sentidos. La definición denominada número de carriles que van a componer la calzada están en función de factores de volumen de tráfico, nivel de servicio y lo económico.

El ancho de carril debe establecerse en función de las normas de diseño existentes, las condiciones económicas y las condiciones de servicio que se le quiere dar a la carretera.

De acuerdo a las normas de la AASTHO establece 3.66; 3.35; 3.05 y 2.75 m, la Administradora Boliviana de Carreteras establece como ancho de carril mínimo de diseño 3.5 metros, pero dependiendo de la categoría de la vía y el nivel de servicio este valor puede variar.

2.4.6.2.2. BERMAS

Las bermas o alargamientos laterales cuyo espacio está definido entre el borde de la calzada y el borde del talud es un espacio para el uso de estacionamientos temporarios de vehículos que circulan por la carretera con el propósito de que no se vea afectada la capacidad de la misma.

Cuanto más ancha la berma mayor será el costo en construcción pero menor la incidencia en la capacidad de la carretera. Para caminos vecinales y de apertura no es muy usual contemplar bermas en el diseño y si se las adopta son de las dimensiones pequeñas; en caminos que van a ser pavimentados por el contrario se recomienda esté contemplado el ancho de las bermas y que estén tengan en lo posible el mayor ancho.

Geoméricamente la berma es una continuación de la calzada pero al no tener las mismas condiciones del servicio al tráfico en la mayoría de los casos las bermas tienen condiciones estructurales diferentes, es decir que su conformación obedece a materiales inferiores normalmente no revestido por cuya causa se cambia de pendiente transversal de 0.50 a 1.00 menor a la pendiente transversal de la calzada para que el escurrimiento superficial hacia las cunetas sea más rápido.

2.4.6.2.3. TALUDES DE CORTE Y DE RELLENO

La constitución de la sección transversal del camino nos obliga de acuerdo a las características del terreno natural a tener taludes de corte y relleno. Los taludes de corte que se ejecutan con maquinaria pesada pueden tener una inclinación en función del tipo de material que se va a cortar, es decir que cuando el material sea más duro mayor será el talud, cuando el material sea más blando menor será el talud, las relaciones de talud más utilizadas son 1:1.5; 1:2; 1:2.5; 1:3 y 1:4. En cuanto a los taludes de relleno son más bien una consecuencia constructiva porque de acuerdo al material que se va a utilizar para el relleno este tendrá una inclinación natural y como en la mayoría de las carreteras los terraplenes se ejecutan con material granular, cuyo ángulo es

45° y la relación de taludes más utilizada es 1:1, pudiendo usarse 1:1.5; 1:2 en casos donde la inclinación del talud por las características del terreno nos produzcan grandes volúmenes queriendo reducir estos se modifican los taludes pero aumentando muros de contención.

2.4.6.2.4. PENDIENTE TRANSVERSAL

En la conformación de la sección transversal es necesario definir una pendiente transversal tanto para la calzada como para las bermas; la pendiente transversal está en función al tipo de rodadura que va a tener la calzada.

- Rodadura de ripio 3 - 4 %
- Rodadura de pavimento flexible (asfalto) 2 %
- Rodadura de pavimento rígido (losa H°) 1.5 %

El objetivo de la pendiente es permitir el encauzamiento de las aguas superficiales que caen a la calzada hacia las cunetas laterales.

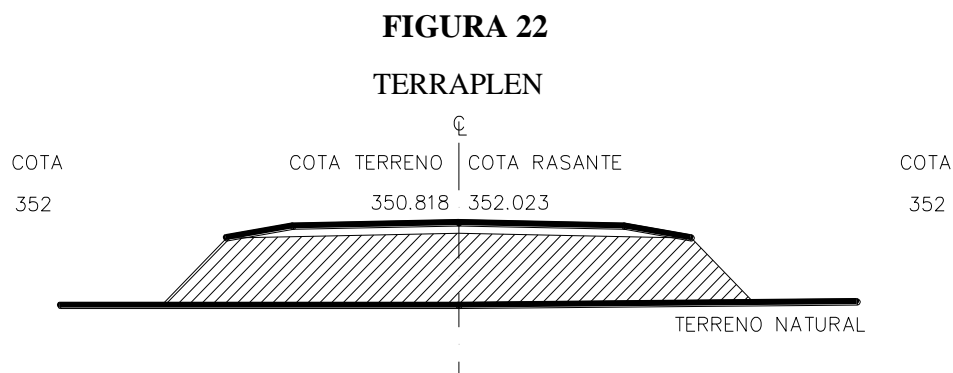
En el caso de las bermas pueden presentarse dos situaciones de mantener la pendiente de la calzada, siempre y cuando la berma esté revestida, si por el contrario no está revestida se recomienda que se aumente la pendiente de 0.50 a 1.00 más que la pendiente de la calzada.

2.4.6.2.5. CUNETAS

Las cunetas son elementos de drenaje que también forman parte de las secciones transversales cuyas dimensiones geométricas dependen de dos aspectos.

- **Aspecto hidrológico hidráulico:** que nos permitirá el diseño de una sección hidráulicamente necesaria para absorber el caudal de precipitación que puedan presentarse en los tiempos de concentración más críticos.
- **Aspecto constructivo:** que permita por facilidad constructiva tener una sección que sin afectar las condiciones hidráulicas puedan facilitar el rendimiento constructivo.

2.4.6.2.6. TIPOS DE SECCIÓN TRANSVERSAL



2.4.6.3. CÁLCULO DE ÁREAS Y VOLÚMENES

2.4.6.3.1. CÁLCULO DE ÁREAS

Para determinar el movimiento de tierras que origina el diseño geométrico de una carretera una vez definida la sección transversal en las diferentes estaciones a lo largo de la carretera, vamos tomando todos los aspectos que intervienen en la definición de una sección transversal además de los otros emergentes del propio diseño como ser peralte.

Con estas secciones transversales definidas tanto en los tramos rectos como en los curvos se procede al cálculo de las áreas; con el avance tecnológico, hoy en día para determinar el área de las secciones transversales, se utilizan técnicas de computador, como por ejemplo el Autocad, pero también existen varios métodos manuales, que eventualmente también son usados y que son la base analítica de las técnicas computacionales, habiendo las siguientes metodologías:

Método del planímetro

En este caso la sección transversal debe estar dibujada a una sola escala de manera que se pueda recorrer su contorno con el planímetro.

Método de las figuras geométricas

La sección transversal se divide en figuras geométricas conocidas; generalmente triángulos, rectángulos y trapecios, para así calcular el área de cada una de ellas separadamente y luego realizar la sumatoria para encontrar el área total de la sección transversal analizada.

Método de las coordenadas de los vértices

Se utiliza un sistema de coordenadas (x,y), de origen la cota roja en el eje de la vía, para la cual las coordenadas de los vértices son: (0,0), después se organizan todas las coordenadas de los vértices de tal manera que la suma de los productos y por x de las líneas continuas, menos la suma de los productos y por x de las líneas discontinuas, arrojan el doble del área, que sería 2A.

2.4.6.3.2. CÁLCULO DE VOLÚMENES

Una vez calculadas las áreas de las secciones transversales por cualquiera de los métodos anteriores se procede al cálculo del volumen de los prismoides, en el mismo que pueden existir dos condiciones que son:

- Cubicación en vía recta.
- Cubicación en vía curva.

2.4.6.3.2.1. CUBICACION EN VÍA RECTA

Uno de los ítems más importantes para la ejecución de carreteras es el movimiento de tierras que resulta ser aquel necesario para conformar el terreno a las condiciones del diseño. Por esta razón es indispensable realizar el cálculo de volúmenes. Para el cálculo de volúmenes se tienen determinando varios casos entre los cuales tenemos:

a) CORTE – CORTE

$$V_C = \frac{(A_1 + A_2) \cdot L}{2}$$

b) RELLENO – RELLENO

$$V_R = \frac{(A_1 + A_2) \cdot L}{2}$$

c) RELLENO – CORTE Y CORTE – RELLENO

$$V_C = \frac{A_1 \cdot l_1}{2} \quad l_1 = \frac{A_1 \cdot L}{A_1 + A_2}$$

$$V_R = \frac{A_2 \cdot l_2}{2} \quad l_2 = \frac{A_2 \cdot L}{A_1 + A_2}$$

2.4.6.3.2.2. CUBICACION EN VÍA CURVA

La cubicación en vía curva a diferencia de la cubicación en vía recta debe considerar el hecho de que dos secciones transversales inmediatas no son paralelas entre sí, es decir que el volumen entre dos secciones en vía curva será igual al volumen en vía recta más o menos un factor de corrección, que se denomina corrección por curvatura.

$$V_{CURVA} = V_{RECTA} + C_C$$

El coeficiente de corrección de curvatura que nos permite determinar el volumen en vía curva, tiene la siguiente relación:

$$C_C = \frac{l}{2 * R} * (A_1 * e_1 + A_2 * e_2)$$

a) CORTE – CORTE

$$C_C = \frac{l}{2 * R} * \left(A_1 * \frac{1}{3} * (d_{d1} + d_{i1}) + A_2 * \frac{1}{3} * (d_{d2} + d_{i2}) \right)$$

b) RELLENO – RELLENO

$$C_C = \frac{l}{2 * R} * \left(A_1 * \frac{1}{3} * (d_{d1} + d_{i1}) + A_2 * \frac{1}{3} * (d_{d2} + d_{i2}) \right)$$

c) CASO DE LADERAS

$$A_1 = \frac{1}{2} * \left(\frac{a}{2} + x_1 \right) * y_i \quad e_1 = \frac{1}{3} * \left(x_1 - \frac{a}{2} + d_i \right)$$

Los volúmenes fueron calculados con el método de los prismoides con corrección de curva. Los resultados del cálculo de volúmenes con corrección en curva se presentarán en el **Anexo VII**.

CUADRO 43

RESULTADO DE MOVIMIENTO DE TERRAS

Estación	Área [m ²]	Volumen [m ³]	Vol. Total [m ³]	D. Masa Ordenada	Estación	Área [m ²]	Volumen [m ³]
	Corte	Terraplén	Corte	Terraplén		Corte	Terraplén
0+000	7.285	2.587					
7+000	6.281	10.699	154.150	181.012	5150.346	64383.306	10767.040

FUENTE: Elaboración propia

2.4.6.3.3. DIAGRAMA DE MASAS

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 de la curva del diagrama masa es la acumulación neta en m³ desde un punto inicial arbitrario. Entonces la diferencia de ordenadas entre dos perfiles transversales cualesquiera representa la acumulación neta de corte o relleno entre estos dos perfiles transversales. Después de calculadas las áreas y volúmenes de los prismoides, se realiza una tabulación de todos los valores obtenidos en el cálculo de volúmenes considerando que los valores de cortes van hacia arriba y los de relleno hacia abajo, la curva resultante es llamada perfil de cortes y rellenos. Este perfil es muy similar al perfil longitudinal de la carretera, por lo que a veces se omite su dibujo. Si los valores de los volúmenes acumulados son llevados como ordenadas en las abscisas correspondientes a la posición de las estaciones, la curva obtenida es el diagrama de masas.

En resumen, el perfil de cortes y rellenos concentra los volúmenes parciales de cada prismoide en el centro entre cada dos estaciones; en tanto que en el diagrama de masas, los volúmenes acumulados que se colocan como ordenadas al final de la estación.

El diagrama de masas es el resultado del movimiento de tierras de un proyecto, este diagrama de masas esta graficado en función de los volúmenes acumulados entre todas las secciones transversales (recta y curva). Se dispondrá de los volúmenes de corte y de relleno en todo el alineamiento. Como los materiales sufren un esponjamiento o contracción cuando son de corte

o relleno respectivamente debe realizarse una conversión en los materiales que puedan hacerse en función de los volúmenes de corte o de los volúmenes de relleno.

2.5. DISEÑO HIDRÁULICO DE ESTRUCTURAS DE DRENAJE

El diseño y la construcción de las obras de arte y drenaje son importantes para garantizar la estabilidad e integridad del camino. Para la falta de drenaje en el camino se prevé construir, un puente, alcantarillas y cunetas conforme al relevamiento efectuado en el tramo del camino.

2.5.1. DISEÑO DE OBRAS DE ARTE MAYOR. PUENTE

Los puentes son obras de arte destinadas a salvar depresiones del terreno, pasos sobre corrientes de agua o cruces a desnivel permitiendo la circulación ininterrumpida de peatones, vehículos, agua y otros. Se distinguen las siguientes partes constitutivas de un puente: La superestructura y la infraestructura.

Los datos necesarios para el proyecto de un puente son tres ítems fundamentales en los que se resume el diseño de un puente:

- **Topografía:** Comprende el plano de ubicación, planimetría con curvas de nivel a cada metro, secciones transversales en el eje propuesto, así como otras secciones situadas entre 10 y 20 m unas aguas arriba y otras aguas abajo.
- **Hidrología:** Debe incluir la media anual, las crecientes máximas y mínimas, la velocidad de la corriente, el caudal, las variaciones climáticas y materiales de arrastre.

El diseño del puente mencionado no forma parte del proyecto, solo serán planteadas sus características geométricas para emplazarlo en el plano.

2.5.1.1. CARACTERÍSTICAS GEOMÉTRICAS

2.5.1.1.1. LONGITUD

Para tramos simplemente apoyados, la luz de cálculo es la distancia de centro a centro de los apoyos, pero no debe ser mayor a la luz libre más el espesor de la losa. La longitud del puente estará definida por la topografía del terreno y el alineamiento horizontal y vertical del camino. En el tramo en estudio (Santa Ana la Nueva-Yesera Sur) consideramos el diseño de un puente de 20 metros que comienza en la progresiva 4 + 096.51 y termina en la progresiva 4+ 116.5 en la comunidad de Yesera.

2.5.1.1.2. ANCHO DE CALZADA

El ancho de carril de un puente para caminos vecinales recomendado por Norma es de 4 metros, dándonos un ancho de calzada de un total de ocho metros.

2.5.2. DISEÑO DE OBRAS DE ARTE MENOR. ELEMENTOS DE DRENAJE.

2.5.2.1. ALCANTARILLAS

El drenaje transversal de una carretera se consigue mediante alcantarillas cuyo objetivo es resguardar la estructura de la carretera ante la presencia de agua, proveniente de cunetas, quebradas o ríos transversales al eje de la carretera.

2.5.2.1.1. FUNCIÓN DE LAS ALCANTARILLAS

Sirve para la evacuación transversal de las aguas provenientes de:

- Las cunetas.
- Terrenos adyacentes
- Arroyos permanentes.

2.5.2.1.2. TIPOS DE ALCANTARILLAS SEGÚN FUNCIÓN

2.5.2.1.2.1. ALCANTARILLAS DE CRUCE

Son obras de drenaje en una carretera cuyo objetivo es resguardar la estructura de la carretera ante la presencia de una quebrada o río transversal al eje de la carretera.

Normalmente este tipo de obras deberán ir ubicada transversalmente a la carretera hasta un esviajamiento con el eje del río o quebrada de 5°, si este es mayor a 5° se recomienda que la obra sea colocada en forma esviajada.

El diseño hidráulico de las alcantarillas de cruce tiene como objetivo fundamental determinar las dimensiones del área hidráulica necesaria que pueda permitir el paso de las aguas transversalmente al camino.

En el tramo a diseñarse consideramos tres alcantarillas de cruce tubulares prefabricadas de hormigón armado ubicadas en las progresivas descritas en el cuadro 42.

2.5.2.1.2.2. ALCANTARILLAS DE ALIVIO

Son aquellas obras de drenaje cuyo objetivo principal es poder desahogar el caudal de las cunetas que vienen longitudinalmente al camino, para aquello se requiere captar el caudal en una cámara y transportarlo al lado opuesto al camino a través de una tubería. Estarán ubicadas cada cierto tramo de la carretera de manera que eviten el llenado excesivo de la sección de las cunetas, como una regla general o recomendable se dice que deben ir cada 100 m. Sin embargo en un proyecto se tendrá que ver las condiciones económicas (disponibilidad) y las condiciones técnicas principalmente (topografía, pendiente, tipo de suelo) para en definitiva determinar la ubicación o separación entre cámaras.

Las alcantarillas de alivio obligadamente deberán ubicarse en los puntos más bajos de acuerdo al diseño geométrico, pueden ser sustituidas en sus objetivos por otros tipos de obras de arte como ser badenes, alcantarillas, puentes, etc.

Se diseñan tanto en su emplazamiento geométrico determinando su ubicación longitudinal y su posición altimétrica dentro de la obra; respecto al diseño hidráulico se debe diseñar el diámetro del tubo de la alcantarilla de alivio a partir de la ecuación racional:

$$Q = C \times i \times A$$

El coeficiente de escorrentía puede ser un valor ponderado por el coeficiente de escorrentía de la superficie de rodadura de la carretera y el coeficiente correspondiente al resto del área de aporte. El área de aporte estará dada en función a la separación entre alcantarillas de alivio (L) y el ancho medio del derecho de vía.

La intensidad de precipitación será la misma que se use en el diseño de las cunetas obtenida en base al estudio hidrológico, precipitaciones diarias máximas, tiempos de concentración y periodos de retorno.

Una vez determinado el caudal se hará uso de la ecuación de Manning:

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

Al ser la única incógnita el diámetro del tubo por iteración se encontrará el diámetro necesario para soportar el caudal. En la práctica puede no ser un diámetro comercial por lo que deberá adoptarse uno cuyo valor sea el más próximo al de diseño pero superior.

La alcantarilla de alivio en general está constituida por la cámara de ingreso y el tubo.

En el tramo a diseñarse vemos previsto colocar alcantarillas de alivio de sección tubular, descritas en el cuadro 42.

2.5.2.1.3. TIPO DE ALCANTARILLAS SEGÚN SU SECCIÓN

Las formas usuales de alcantarillas son: circulares, de cajón y múltiples.

2.5.2.1.3.1. ALCANTARILLAS TIPO CAJÓN

Las alcantarillas de cajón son otro tipo de alcantarillas cuya utilización se recomienda cuando las secciones o áreas hidráulicas dadas por un tipo de tubería se hacen insuficientes, en tal caso se busca una sección rectangular que satisfaga el área hidráulica necesaria.

Están conformadas por una base que puede ser de zampeado de piedra u hormigón pobre, dos paredes laterales de hormigón simple u hormigón ciclópeo cuyo hormigón debe ser suficiente para resistir los esfuerzos de apoyo de la losa superior, finalmente se tiene una losa de hormigón armado que puede servir a su vez como superficie de rodadura o en su caso soportar sobre ella un terraplén de relleno hasta el nivel de subrasante. El dimensionamiento se lo hace de la forma ya indicada hallando la base y la altura. Estructuralmente se deben dimensionar las paredes y la losa armada con su correspondiente distribución de hierros.

2.5.2.1.3.2. ALCANTARILLAS DE TUBO

Son aquellas que están recomendadas cuando las secciones del área hidráulica son relativamente pequeñas y cuando el arrastre de los ríos o quebradas no tenga palizada y piedras, aunque es posible utilizar alcantarillas de tubo de cemento (armado con malla) no ha dado resultados en la práctica siendo los de mayor uso los tubos de fierro corrugado de la marca ARMCO cuyas características han resultado ser las más adecuadas a nuestro medio, dentro de este tipo de alcantarillas existen varias dimensiones.

La ventaja es su durabilidad, su resistencia a la corrosión, su facilidad en el armado y en el traslado ya que tienen piezas relativamente pequeñas que pueden ser manipulables, la

elección del tipo de tubo estará en función de su magnitud y las condiciones de entorno de la quebrada o río.

Muros de cabezal

Son obras complementarias a una alcantarilla (principalmente en las de tubo) tiene como objetivo servir para el encauzamiento de la quebrada o río a la entrada de la alcantarilla, además de servir como muro de sostenimiento del relleno o terraplén sobre la alcantarilla hasta el nivel de subrasante.

Los muros de cabezal son estructuras que pueden estar construidas de hormigón ciclópeo o mampostería de piedra, generalmente está compuesto de un muro frontal y dos aleros, las dimensiones de este muro de cabeza se recomiendan: Para el muro frontal de 2 a 4 ϕ y para los aleros una dimensión de 2 ϕ mínimos.

Cuando las condiciones del entorno por el tipo de suelo que se tenga se necesiten largar o empotrar los aleros estos deberán realizarse de mayor dimensión para dar seguridad a la estructura y evitar socavamiento lateral.

En cuanto a las dimensiones del muro en su cuerpo, éstos deberán dimensionarse siguiendo la misma metodología de los muros de contención donde la variable fundamental es encontrar esfuerzos a los que va a estar sometido el muro y con ella determinar el momento de empuje. Las dimensiones deberán dar un momento resistente mayor al momento de empuje con un coeficiente de seguridad al vuelco mayor a 2 y un coeficiente de seguridad al deslizamiento mayor a 1.5.

La alcantarilla circular o de tubo es una de las más usadas y resiste en forma satisfactoria a las cargas a la que es sometida. Existen diferentes tipos de tubos circulares que se utilizan con el propósito mencionado. El diámetro para caminos locales o de desarrollo deberá ser como mínimo de 80 centímetros o bien 100 centímetros si la obra es mayor a 10 metros.

De acuerdo al estudio realizado se ha visto por conveniente implementar alcantarillas de 1000 mm de diámetro, por las probabilidades de caudales y de escurrimiento pluvial de ocurrencia, se verifica el comportamiento de estas tuberías en el **Anexo VIII**.

2.5.2.1.4. UBICACIÓN DE LAS ALCANTARILLAS

La adecuada ubicación de cada alcantarilla es importante debido a que de esto depende su comportamiento hidráulico, los costos de construcción y mantenimiento, la estabilidad hidráulica de la corriente natural y la seguridad de la carretera.

La mejor ubicación de una alcantarilla se obtiene cuando se proyecta a la estructura siguiendo la alineación y pendiente del cauce natural, ya que existe un balance de factores, tales como: la pendiente del cauce, la velocidad del agua, y su capacidad de transportar materiales en suspensión y arrastre de fondo. A menudo las alcantarillas colocadas siguiendo el cauce natural resultan de gran longitud debido al esviaje del cauce respecto al eje del camino. El camino ya cuenta con estructuras de drenaje transversal, a partir del estudio hidrológico definimos si estas estructuras son suficientes o si es necesaria la realización del diseño de nuevas estructuras para la optimización del estudio.

En el cuadro vemos las obras existentes en el tramo.

CUADRO 44

PROGR. CAMINO ACTUAL	TIPO DE OBRA
0+139	ALCANTARILLA
0+525	ALCANTARILLA
0+710	ALCANTARILLA
1+052	ALCANTARILLA
1+265	ALCANTARILLA
4+690	ALCANTARILLA
5+489	ALCANTARILLA
6+105	ALCANTARILLA
6+710	ALCANTARILLA

FUENTE: Elaboración propia

Las alcantarillas existentes en la carretera actual son tubos de hormigón simple y chapas de metal con predominancia de 0,6 m de diámetro, que en forma general se encuentran en mal estado de conservación, además de colmatadas, razón por la cual prácticamente en su totalidad deberán ser eliminadas para el buen servicio del sistema de drenaje proyectado.

Para mejorar el sistema de eliminación del agua superficial sobre la franja de camino que vemos a partir del estudio hidrológico que con las estructuras de drenaje existente no es suficiente, proponemos la siguiente ubicación de alcantarillas, removiendo las existentes y aumentando el puente mencionado anteriormente.

La nueva ubicación se describe en el cuadro a continuación:

CUADRO 45
OBRAS DE DRENAJE FINALES PARA EL TRAMO EN DISEÑO

PROGR. CAMINO NUEVO	TIPO DE OBRA	TIPO DE SECCIÓN
0+135	ALCANTARILLA DE CRUCE	TUBULAR
0+525	ALCANTARILLA DE CRUCE	TUBULAR
1+250	ALCANTARILLA DE ALIVIO	TUBULAR
1+648	ALCANTARILLA DE ALIVIO	TUBULAR
2+450	ALCANTARILLA DE ALIVIO	TUBULAR
2+981	ALCANTARILLA DE ALIVIO	TUBULAR
3+800	ALCANTARILLA DE ALIVIO	TUBULAR
4+096.51	PUENTE	---
4+316	ALCANTARILLA DE ALIVIO	TUBULAR
4+828	ALCANTARILLA DE ALIVIO	TUBULAR
5+710	ALCANTARILLA DE ALIVIO	TUBULAR
6+334	ALCANTARILLA DE ALIVIO	TUBULAR
6+790	ALCANTARILLA DE ALIVIO	TUBULAR

FUENTE: Elaboración propia

El diseño correspondiente de las alcantarillas se encuentra en el **Anexo VIII**.

2.5.2.2. CUNETAS

Las cunetas son zanjas paralelas que corren después de las bermas y su función es de recoger las aguas provenientes de la plataforma y los taludes de la carretera y llevarlas en el tiempo más corto fuera de la obra.

Su principal objetivo es mantener las pistas de tránsito libres de inundación para la probabilidad de la precipitación de diseño.

El tipo de cunetas que diseñaremos para la carretera en proyecto serán cunetas de sección triangular

Para el cálculo del caudal de diseño de cunetas triangulares para el drenaje de la plataforma la ecuación principal es la ecuación de Manning a continuación descrita:

$$Q = \frac{1}{n} \cdot A \cdot R^{2/3} \cdot S^{1/2} \quad (1.1)$$

Donde:

n = Coeficiente de acuerdo al material (revestido o no revestido)

A = Área hidráulica de la cuneta

R = Radio hidráulico

S = Pendiente longitudinal de la cuneta

Q = Caudal

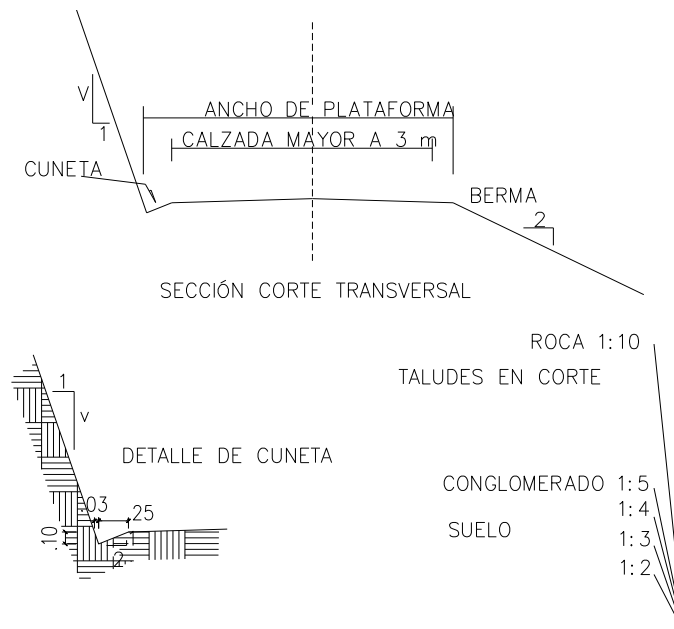
Por iteración se determina el área de la cuneta y sus dimensiones. La sección definitiva de la cuneta estará dada en función del área hidráulica, a un borde libre que se debe dar entre 5 y 10 cm. encima del tirante y las condiciones geométricas generales de la sección de la cuneta. Un factor importante en la longitud de las cunetas es el de evitar la erosión en las mismas, la erosión es un fenómeno irreversible y está relacionado con varios factores como ser:

- a) La frecuencia y la intensidad de las lluvias.
- b) Tipo de suelo.
- c) La pendiente de la cuneta (a mayor pendiente mayor erosión).

Perfil de la sección transversal de la carretera

En este perfil podemos observar la sección de la cuneta y su detalle:

FIGURA 23



En el proyecto en estudio no se considerará el revestimiento de cunetas debido a que no es una carretera principal y los costos deben reducirse al mínimo para brindar facilidad a la conclusión más inmediata y una aceptable transitabilidad permanente. En el cuadro siguiente

podremos ver la ubicación de las cunetas de acuerdo a la disposición del terreno y el estudio hidrológico.

CUADRO 46
UBICACIÓN DE CUNETAS

N°	PROGR. INICIAL	PROGR FINAL	LONGITUD (metros)
1	0+045	0+135	90,00
2	1+250	1+960	710,00
3	2+450	2+980	530,00
4	3+180	3+800	620,00
5	4+440	4+620	180,00
6	4+828	4+980	152,00
7	5+710	5+880	170,00
8	6+790	7+000	210,00
TOTAL			2.662,00

FUENTE: Elaboración Propia

El diseño de las cunetas está detallado en el **Anexo VIII**.

2.5.2.3. RESUMEN DEL DISEÑO HIDRÁULICO DE LAS OBRAS DE DRENAJE

2.5.2.3.1. DISEÑO DE ALCANTARILLAS DE CRUCE

La ubicación de las alcantarillas de hormigón se encuentra en los planos en planta del tramo.

Q diseño = 145,1 m³/seg.

Para diseñar la alcantarilla se utilizara la ecuación de Manning:

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

Entonces para determinar la sección se usarán las siguientes fórmulas:

$$\theta = 2 \arccos \left(\frac{D - 2Y}{D} \right)$$

$$A = \frac{D^2}{8} \times (\theta \text{ rad} - \text{sen} \theta)$$

$$P = \frac{D \times \theta \text{ rad}}{2}$$

Dónde:

$$Y = 0.60 * D$$

D= Diámetro que se busca

A= área mojada

P= Perímetro mojado

n= 0,013 Para tubos de acero corrugado

S= 2% Pendiente de la alcantarilla

$$Q= 145,10 [m^3/s]$$

Calculando θ , A y P y seguidamente sustituyendo los valores en la ecuación de Manning de obtenemos el Diámetro de la tubería.

$$\theta = 2 \text{ACOS} ((1-2*0.6))*180/\pi = 203.07 \text{ rad}$$

$$A = ((\theta*\pi/180)-\text{SEN}(\theta*\pi/180))/8 = 0.4920 D^2$$

$$P = \theta*\pi/180/2 = 1.772 D$$

Remplazando estos datos tenemos:

$$D = 2,08 \text{ metros.} = 2,10 \text{ metros.}$$

El D asumido es el diámetro comercial. D= 82''

Ancho de la zanja:

$$Bd = 1.5\phi + 0.3$$

ϕ = Diámetro nominal de la alcantarilla en metros.

Bd = Ancho de la zanja en metros.

$$Bd = 1.5 * 2 + 0.30$$

$$Bd = 3,50 \text{ metros}$$

2.5.2.3.2. DISEÑO DE ALCANTARILLAS DE ALIVIO

El tipo de alcantarilla a diseñarse será un alcantarilla tipo tubo de la misma sección y se verificará el diámetro comercial de 42''=1000mm con la ecuación de Manning:

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

Entonces para determinar la sección se usarán las siguientes fórmulas:

$$\theta = 2 \arccos\left(\frac{D - 2Y}{D}\right)$$

$$A = \frac{D^2}{8} \times (\theta \text{ rad} - \text{sen}\theta)$$

$$P = \frac{D \times \theta \text{ rad}}{2}$$

Dónde:

$$Y = 0.60 \times D$$

D= Diámetro

A= área mojada

P= Perímetro mojado

n= 0,013 Para tubos de acero corrugado

S= 2% Pendiente de la alcantarilla

Q= 0,022 [m³/s]

Calculando θ , A y P y seguidamente sustituyendo los valores en la ecuación de Manning de obtenemos el Diámetro de la tubería.

$$\theta = 2 \text{ACOS}((1 - 2 \times 0.6)) \times 180 / \pi = 203.07 \text{ rad}$$

$$A = ((\theta \times \pi / 180) - \text{SEN}(\theta \times \pi / 180)) / 8 = 0.4920 D^2$$

$$P = \theta \times \pi / 180 / 2 = 1.772 D$$

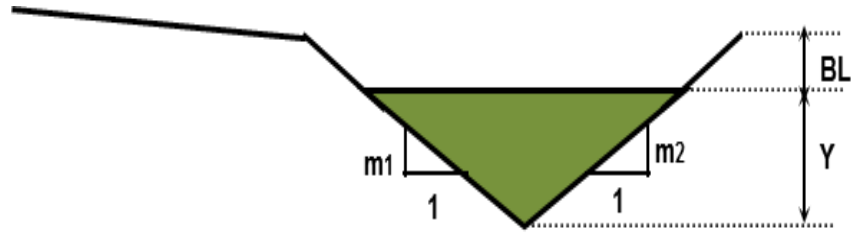
El diámetro mínimo calculado es D= 42" cuenta con un factor de seguridad de mas del 100%. De acuerdo al estudio hidrológico y conociendo la probabilidad de lluvias extremas en el tramo, asumimos este diámetro para todas las alcantarillas de alivio.

2.5.2.3.3. DISEÑO DE CUNETAS

Tipo de Sección: Triangular

Taludes: m1= 1 y m2= 2

FIGURA 24



DATOS:

$i \text{ máx.} = 21.50 \text{ mm/hora}$

$i \text{ máx.} = 10.80 \text{ mm/hora}$

$A_{ap} = 30,45 \text{ km}^2$

$A_{ap} = 127,17 \text{ km}^2$

$C_p = 0.80$ Coeficiente de escurrimiento para pavimentos asfálticos.

$C_s = 0.30$ Coeficiente de escorrentía para suelo ligeramente permeable.

DATOS PONDERADOS

$C = (4.5 \times 0.80 + (20.00 - 4.50) \times 0.30) \times 0.8 / 0.8 \times 0.3 = 0.413$

$I \text{ max} = 21.50 + 10.80 = 32.30 \text{ mm/hora} = 3.23 \text{ cm/hora.}$

$A_{ap} = 30.45 + 127.17 = 157.62 \text{ Km}^2. = 15762 \text{ ha}$

Con la fórmula del método racional encontramos el caudal de diseño para las cunetas:

$$Q = 27.52 \times C \times i \times A_{ap}$$

$$Q = 0.413 \times 0,22 \times 15762 = 21026.35 \text{ Lt/s} = 21.06 \text{ m}^3/\text{seg.}$$

Para diseñar la cuneta se utiliza la ecuación de Maning:

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

$Q = 21.06 \text{ m}^3/\text{seg}$

$n = 0.015$

$S = 0.103$ por topografía

$m = 2$

El borde libre por norma es 10 cm (0,1 metro)

Iterando la ecuación de Maning tendremos el valor de Y en metros y los valores que encontramos a partir de este.

$$A = Y^2 \cdot (1/m)$$

$$P = 2 \cdot Y \cdot (1 + (1/2)^2)^{0.5}$$

$$R = A/P$$

$$T = 2 \cdot (1/m) \cdot Y$$

$$V = Q/A > 0.30 \text{ ok.}$$

$$Y + BL = 0.35 \text{ metros}$$

$$Y = 0,25 \text{ metros}$$

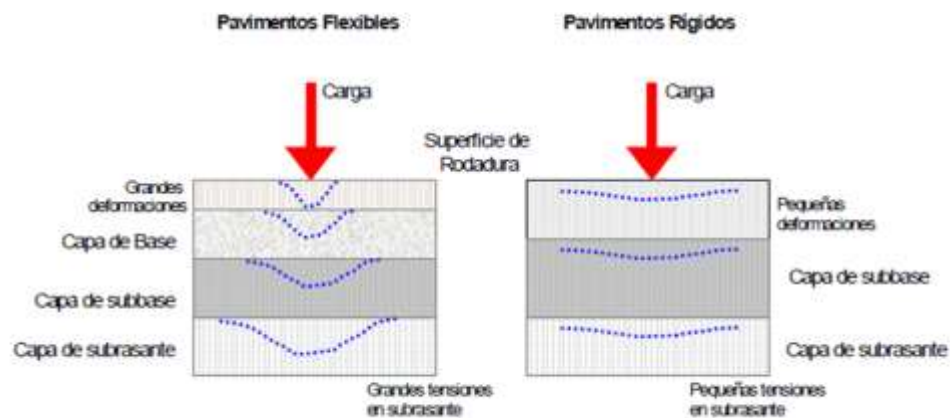
2.6. DISEÑO ESTRUCTURAL

2.6.1. TIPOS DE PAVIMENTO

Los pavimentos se dividen en flexibles y rígidos. El comportamiento de los mismos al aplicarles las cargas es muy diferente, gráficamente se puede ver en la figura a continuación:

FIGURA 25

Esquema del comportamiento de pavimentos flexibles y rígidos



En un pavimento rígido, debido a la consistencia de la superficie de rodadura, se produce una buena distribución de las cargas, dando como resultado tensiones muy bajas en la subrasante. Lo contrario sucede en un pavimento flexible, la superficie de rodadura al tener menos rigidez, se deforma más y se producen mayores tensiones en la subrasante.

2.6.2. ANÁLISIS DE ALTERNATIVAS

2.6.2.1. POR TIPO DE RODADURA

Se realizará el análisis de dos diferentes alternativas por el tipo de rodadura que serán: el diseño de la carpeta estructural para un pavimento flexible y el diseño de espesor de losa de un pavimento rígido. Para llegar a determinar la mejor alternativa se analizan todas las características técnicas necesarias para el tipo de proyecto que tratamos. El resultado está expresado en las conclusiones.

2.6.3. PARÁMETROS DE ENTRADA COMUNES PARA EL DISEÑO

Los parámetros de entrada al diseño para el pavimento flexible tanto como para el rígido son:

- Tráfico vehicular, el mismo que ha sido definido anteriormente.
- Características geotécnicas de los suelos de la subrasante, que se detallan en el estudio de suelos.
- Cargas a resistir la carretera.

2.6.3.1. SUBRASANTE

La subrasante es la superficie sobre la cual se apoya el pavimento en su conjunto. Su capacidad soporte en condiciones de servicio, junto con el tránsito y las características de los materiales de construcción, constituyen las variables básicas para el diseño del pavimento. El espesor del pavimento depende fundamentalmente de la subrasante por lo que esta debe cumplir con los requisitos de consistencia, incompresibilidad e inmunidad a la expansión y contracción por efectos de la humedad, por consiguiente el diseño de un pavimento es esencialmente el ajuste de la carga de diseño por rueda a la capacidad de la subrasante.

2.6.3.1.1. MATERIAL DE LA SUBRASANTE

Tiene que estar libre de vegetación y materia orgánica, de lo contrario, el material deberá reemplazarse por material adecuado para la subrasante en el tramo correspondiente o considerar la estabilización de los suelos subyacentes. En general los materiales apropiados para la subrasante, son los suelos de preferencia granulares, según AASHTO los suelos clasificados A-8 son materiales inadecuados para la construcción de la subrasante ya que son

suelos orgánicos constituidos por materiales vegetales o fangosos, estos suelos generalmente tiene textura fibrosa, color café y olor a podredumbre y son muy altamente compresibles y de baja resistencia. Las características de los suelos de la subrasante del proyecto a diseñarse, están definidas en el estudio de suelos correspondiente, y permiten establecer lo siguiente:

- El 90% de las 13 muestras ensayadas en laboratorio arrojan un valor del CBR mayor al 8%.
- El 38% de las 13 muestras ensayadas arrojan valores del CBR mayores a 10%.
- Apenas el 8% de las 13 muestras ensayadas en laboratorio tienen un CBR comprendido entre 5% y 6%.
- El promedio aritmético de los valores de CBR de las 13 muestras es de 10,02%.

2.6.3.1.2. CLASIFICACIÓN DE LA SUBRASANTE

Las categorías propuestas por el INVIAS (1997) se presentan en el cuadro 35 que sigue, aclarando que aquellos suelos cuyo CBR sea menor a 2% requieren un tratamiento especial de adecuación que en nuestro caso no será necesario, la categoría de la subrasante refleja la sensibilidad del diseño a la resistencia del suelo.

**CUADRO 47
CATEGORÍAS DE SUBRASANTE**

Categoría de subrasante	CBR (%)
S1	2
S2	3 – 5
S3	6 – 10
S4	11 – 20
S5	> 20

Fuente: INVIAS, 1997

En el caso de la subrasante del camino Santa Ana – Yeseras Sur, es evidente lo siguiente:

- El promedio aritmético de los CBR de las 13 muestras ensayadas (10.02%) permitiría establecer que estamos en la categoría S3.
- Por tener 8% de muestras con CBR con valores comprendidos entre 5% y 6% y, para estar del lado de la seguridad, la categoría S3 es la más apropiada.

En consecuencia, se adopta, como categoría de la subrasante del camino Santa Ana la Nueva – Yesera Sur, la S3 (CBR comprendido entre 6% y 10%).

2.6.3.1.3. SUBRASANTE MEJORADA

La construcción de una subrasante mejorada es necesaria para proteger pavimentos contruidos sobre subrasantes muy débiles respecto a su capacidad portante.

La colocación de la subrasante mejorada se requiere sobre suelos que corresponden a las categorías S1 y S2. Los requisitos de calidad de una subrasante mejorada son menos estrictos que los de una subbase convencional.

En el presente estudio. Dadas las condiciones de calidad de la subrasante estudiada, no se requiere de una subrasante mejorada.

2.6.3.2. CARGAS

Dentro del diseño estructural el factor carga de los vehículos es influyente, entonces es importante tener el concepto de los tipos de cargas que se presentan como fuerzas de carga en una carretera que incidirán directamente en el aspecto estructural de la misma. Normalmente se ha establecido los siguientes tipos de cargas:

- Carga o peso bruto.
- Carga útil o viva.
- Carga de diseño o de proyecto.

2.6.3.2.1. CARGA O PESO BRUTO

Esta carga es la que se considera como el peso del vehículo vacío, normalmente este peso es repartido entre el eje delantero y los ejes traseros con una relación del 20% a los primeros y el 80% los otros, si existe más de un eje trasero este 80% deberá ser repartido entre los ejes traseros que existieran.

Las especificaciones del fabricante de vehículos ya establecen este peso bruto de acero al modelo, en la mayoría de los casos se rigen a las normas de la AASTHO que ha establecido una codificación para los vehículos tipo utilizando la nomenclatura de H y HS.

H cuando es un vehículo tipo sin remolque.

HS cuando es un vehículo tipo con remolque.

A su vez esta nomenclatura tiene un subíndice que indica el peso bruto por 2000 lbs.

$$H_{20} = 40000 \text{ lbs.}$$

$$H_{20S_{16}} = 40000 + 32000 \text{ lbs.}$$

2.6.3.2.2 CARGA ÚTIL O VIVA

Se refiere al peso que se tiene como carga en un vehículo tipo independiente del peso propio o bruto, esta carga debido a sus dimensiones que generalmente es geométrica tiene un peso que debe ser repartido a los ejes en función de las distancias que existan entre el eje delantero y el centro de gravedad de la carga útil; y el eje trasero y el centro de gravedad, en el caso de un camión tipo con eje sencillo el peso en el eje delantero y trasero serán los siguientes.

$$P_{\text{EJE DELANTERO}} = \frac{B * Wv}{C} \qquad P_{\text{EJE TRASERO}} = \frac{A * Wv}{C}$$

Siguiendo esa misma metodología se pueden determinar los pesos de cada eje, cualquiera sea el camión tipo, camión con eje trasero sencillo, con doble eje trasero, con acoplado o remolque de un solo eje, con acoplado o remolque de dos ejes, etc.

2.6.3.2.3. CARGA DE DISEÑO O PROYECTO

Además de la carga bruta y la carga útil es necesario establecer una carga de diseño que sirva especialmente para el diseño estructural de la carretera, dependiendo del método que se utilizará en el dimensionamiento de acuerdo a las normas vigentes y a las normas de diseño los conceptos que más se utilizan son: carga por rueda, por eje, o equivalente.

La carga por rueda es la que soporta una rueda simple a partir del peso que absorbe un eje, al ser este simétrico cada rueda simple soportará la mitad del peso por eje, en el caso de ruedas duales cada rueda simple de una dual soporta un determinado peso, hasta cierta profundidad ese peso soportado es transmitido hacia el pavimento en forma individual pero a una profundidad de $2s$ siendo “s” la separación entre ruedas duales, se produce un traslape en el que la carga que pierde su incidencia a mayor profundidad.

La carga por eje es el valor que más se usa en el diseño estructural de carreteras y se refiere al peso que soporta cada eje del vehículo tipo, para diseño se establece el peso que soporta el eje trasero, como este valor es variable de acuerdo al vehículo tipo y a la capacidad útil que tenga para fines prácticos y recomendando un valor aceptable de diseño se establece 8,2

Ton/eje sin que esto quiera decir que cargas por eje ligeramente mayores pueda soportar la estructura si el número de repeticiones no es considerable.

Carga equivalente en algunos métodos de diseño dada la incidencia que puede tener la repetición de cargas en periodos de tiempos definidos se ha recomendado encontrar una carga equivalente que conceptualmente significa el número de veces de cargas de diseño de 8,2 Ton/eje que se repite en un determinado volumen de tráfico. Este valor se hace mucho más importante cuanto mayor se hace el porcentaje de vehículos pesados en el tráfico.

2.6.4. DISEÑO PAVIMENTO FLEXIBLE

El pavimento flexible al contar con una carpeta estructural formada por capas debe también tomar en cuenta para el diseño el material para dichas capas que son: capa base, capa subbase y capa de rodadura.

2.6.4.1. CAPAS GRANULARES

Las capas granulares, específicamente la subbase y la base, son aquellas capas del pavimento que están compuestas sólo por agregados pétreos y finos naturales.

Su resistencia a las deformaciones está determinada casi exclusivamente por un rozamiento interno de los agregados, aunque a veces existe una componente cohesional brindada por los finos plásticos que contenga el material.

En concordancia con lo anterior, es conveniente que una parte de la fracción gruesa del material esté compuesta por partículas fracturadas mecánicamente o con caras rugosas o irregulares y que la capa construida tenga la mayor compacidad correspondiente a la granulometría empleada, para garantizar la efectividad del rozamiento interno y prevenir deformaciones permanentes a causa del tránsito, que acabarían reflejándose como irregularidades en la superficie de la carretera. Esto es particularmente importante en las capas superiores, las cuales están sometidas a esfuerzos mayores a causa de la cercanía de las cargas del tránsito.

2.6.4.1.1. SUBBASE GRANULAR

Esta capa de material se coloca entre la subrasante y la capa de base, sirviendo como material de transición en los pavimentos flexibles.

Es la capa de la estructura de pavimento destinada fundamentalmente a soportar, transmitir y distribuir con uniformidad las cargas aplicadas a la superficie de rodadura del pavimento, de tal manera que la capa de subrasante la pueda soportar absorbiendo las variaciones inherentes a dicho suelo que puedan afectar a la subbase.

La subbase debe controlar los cambios de volumen y elasticidad que serían dañinos para el pavimento.

Se utiliza además como capa de drenaje y controlador de ascensión capilar de agua, protegiendo así la estructura del pavimento, por lo que generalmente se usan materiales granulares.

Al haber capilaridad en época de heladas, se produce un hinchamiento del agua, causado por el congelamiento, lo que produce fallas en el pavimento si este no de una subrasante o subbase adecuada. Es por esto que las exigencias en cuanto a su calidad son mayores en climas húmedos que en climas secos por las mayores posibilidades de saturación.

Según las condiciones ambientales, el cuadro 36 muestra los requisitos aceptables para materiales de subbase granular.

CUADRO 48

CARACTERÍSTICAS DE PLASTICIDAD PARA SUBBASES GRANULARES

Clima	Límite líquido	Índice plástico
Tropical, húmedo y lluvioso	< 45	< 6
Tropical con lluvias estacionales	< 45	< 12
Árido y semiárido	< 55	< 20

Fuente: Guía para el diseño de estructuras de pavimentos, AASHTO 1993

El material de subbase deberá ser seleccionado y tener mayor valor soporte (CBR) que el de subrasante. Los suelos para la subbase deben ser suelos de tipo granular que llenen los siguientes requisitos:

- El valor soporte debe determinarse según AASHTO T-193 sobre muestra saturada que en este caso es mejor que el CBR no sea menor a 30% a una densidad equivalente de la máxima del ensayo modificado de compactación (AASHTO T-180).

El material de subbase debe ser tendido en capas no mayores a 20 centímetros de espesor, debe homogeneizarse y conformarse agregándole la cantidad de agua que sea necesaria para lograr la compactación en su totalidad hasta alcanzar la máxima densidad.

- El tamaño de las piedras que contenga el material de subbase no debe ser mayor de 2/3 del espesor de esta y los porcentajes que pasan los tamices N°40 y N°200 deben ser también según AASHTO T-11 y T-27. Los requisitos de granulometría se presentan en el cuadro 49.

CUADRO 49
GRANULOMETRÍA PARA SUBBASE GRANULAR

Tamiz	% que pasa
2''	100
1 1/2''	80 – 100
3/4''	60 -100
1/2''	50 – 100
3/8''	45 – 90
No. 4	35 – 80
No. 10	23 – 65
No. 40	12 – 45
No. 200	5 – 25

Fuente: Guía para el diseño de estructuras de pavimentos, AASHTO 1993

- El equivalente de arena es determinado por AASHTO T-176. Se recomienda que los materiales granulares de subbase cumplan con las siguientes propiedades:
Equivalente de arena > 25.
Desgaste Los Ángeles < 50.
- El material debe estar libre de impurezas tales como: basura, materia orgánica, terrones de arcilla y cualquier otro material que pueda ocasionar problemas específicos al pavimento.

2.6.4.1.2. BASE GRANULAR

Es la capa de pavimento que tiene como función primordial distribuir y transmitir las cargas ocasionadas por el tránsito a la subbase y a través de ella a la subrasante y es la capa sobre la cual se coloca la capa de rodadura.

La base granular debe estar conformada por piedra de buena calidad, triturada y mezclada con material de relleno o bien por una combinación de piedra o grava, con arena y suelo en su estado natural.

Todos estos materiales deben ser clasificados para formar una base integrante de la estructura del pavimento, su estabilidad dependerá de la graduación de las partículas, su forma,

densidad relativa, fricción interna y cohesión, y todas estas propiedades dependerán de la proporción de finos con respecto al agregado grueso.

Considerando los mayores niveles de exigencia a que estará sometida esta capa, sus materiales deberán ser de mejor calidad. Los materiales triturados de alta calidad son los más recomendables, aunque también se permite el empleo de materiales naturales cuya fracción gruesa tenga al menos 40% de partículas con caras angulares o irregulares.

El material granulométrico de la capa base debe corresponder a los tipos de graduación determinado según AASHTO T-11 y T-27.

El mejor comportamiento se obtiene cuando el material elaborado presenta las siguientes características:

- Índices de aplanamiento y alargamiento < 35.
- Desgaste < 40.
- Equivalente de arena > 30.
- IP < 6.
- CBR \geq 80 (proctor modificado).
- Producto plástico (% pasa No. 200*Índice plástico) \leq 60.

La granulometría del material, de la cual se muestran las franjas recomendadas por las Especificaciones Generales de Construcción de Carreteras (cuadro 50), debe ser sensiblemente paralela a los límites de la franja escogida, para asegurar la máxima estabilidad mecánica, y deberá permitir el cumplimiento del valor del producto plástico especificado más arriba.

Además, es conveniente que el control de la granulometría se realice también luego de compactada la capa, por cuanto la estabilidad puede verse afectada por la rotura de partículas durante la compactación y el servicio.

CUADRO 50

FRANJAS GRANULOMÉTRICAS PARA BASE GRANULAR

Tamiz	% que pasa (BG-1)	% que pasa (BG-2)
1 ½"	100	-
1"	70 – 100	100
¾"	60 – 90	70 – 100
3/8"	45 – 75	50 – 80
No. 4	30 – 60	35 – 65

No. 10	20 – 45	20 – 45
No. 40	10 – 30	10 – 30
No. 200	5 – 15°	5 – 15

Fuente: Guía para el diseño de estructuras de pavimentos, AASHTO 1993

Al compactar el material debe ser homogéneo y estar humedecido y mezclado para lograr la densidad especificada. La capa de base ya terminada, debe quedar lo más uniforme posible, para evitar concentración de esfuerzos en la capa de rodadura al estar el pavimento ya dispuesto para la circulación de vehículos.

2.6.4.1.3. CAPA DE RODADURA

Es la capa que se coloca sobre la base. Su objetivo principal es proteger la estructura del pavimento, impermeabilizando la superficie para evitar filtraciones de agua de lluvia que podrían saturar las capas inferiores. Evita la desintegración de las capas subyacentes a causa del tránsito de vehículos. Asimismo, la superficie de rodadura contribuye a aumentar la capacidad soporte del pavimento, absorbiendo cargas, si su espesor es apreciable y exceptuando el caso de riegos superficiales, ya que para estos se considera nula.

2.6.4.1.3.1. TIPOS DE SUPERFICIES DE RODADURA

Entre los tipos de superficies o capas de rodadura para pavimentos flexible tenemos dos clases que son:

- Capas Asfálticas; que abarcan mezclas asfálticas en frío, mezclas asfálticas en caliente, riegos asfálticos y sellos asfálticos.
- Bloques de concreto; que son los adoquines y también tienen como capas subyacentes una base, subbase y subrasante.

En este proyecto nos abocaremos a describir las mezclas asfálticas dado a que es el material con que se diseñará la capa de rodadura.

2.6.4.1.3.1.1. MEZCLAS ASFÁLTICAS EN FRÍO

Es la mezcla de agregados pétreos con aglomerantes bituminosos emulsificados o asfaltos rebajados, materiales que deben cumplir con requisitos especificados, los cuales son

mezclados mediante procedimientos controlados y darán como resultado un material con propiedades y características definidas.

2.6.4.1.3.1.2. MEZCLAS ASFÁLTICAS EN CALIENTE

Es la mezcla de agregados pétreos con aglomerantes bituminosos, materiales que también deben cumplir con requisitos especificados, los cuales mezclados mediante procedimientos controlados en caliente darán como resultado un material de características y propiedades definidas.

2.6.3.1.3.1.3. RIEGOS ASFÁLTICOS

Son riegos sucesivos y alternados de material bituminoso y agregados pétreos triturados, que son compactados para lograr un acomodo más denso. Brinda a la superficie las condiciones necesarias de impermeabilidad, resistencia al desgaste y suavidad para el rodaje. Se pueden mencionar tratamientos superficiales simples, dobles y triples.

Los tratamientos superficiales consisten en la aplicación de material asfáltico sobre la superficie preparada de base, el riego y compactación del material pétreo graduado que sirve de cubierta y se colocará sobre el material asfáltico en diferentes capas, alternándolas.

2.6.4.1.3.1.4. SELLOS ASFÁLTICOS

Es el revestimiento con emulsiones asfálticas y agregado fino, destinado principalmente a impermeabilizar una superficie asfáltica existente por medio del llenado de los vacíos y las grietas y/o evitar la desintegración de superficies asfálticas desgastadas y mejorar su resistencia contra el deslizamiento aumentando la durabilidad del pavimento. Se pueden mencionar dos tipos de sellos asfálticos: la lechada asfáltica y los microaglomerados.

La lechada asfáltica consiste en una mezcla de agregados pétreos, emulsión asfáltica, agua y aditivos que proporcionan una mezcla homogénea, que se aplica sobre un pavimento, como un tratamiento de sellado con el fin de impermeabilizarlo, proporcionando una textura resistente, antideslizante y adherida firmemente a la superficie.

Los microaglomerados también conocido como sistema MS-1, consiste en una mezcla de emulsión catiónica de asfalto modificado con polímeros, agregados minerales, rellenos, agua y otros aditivos que son tendidos sobre una superficie pavimentada, evitando la

desintegración de superficies asfálticas desgastadas y mejorando su resistencia contra el deslizamiento, aumentando su durabilidad.

2.6.4.2. MÉTODOS DE DISEÑO

El procedimiento de diseño consiste en escoger una adecuada combinación de espesores de capas y características de materiales (E, μ, h) para que los esfuerzos y deformaciones (σ_z, ϵ_z y ϵ_t) causados por las solicitaciones a que se somete la estructura, permanezcan dentro de los límites admisibles durante la vida útil de la estructura que están constituyendo.

Existen varios métodos para el diseño de espesores en pavimentos flexibles, entre éstos tenemos:

- El método AASHTO
- El método de CBR
- El método de índice de Grupo
- El método del Instituto del asfalto
- Varios métodos empíricos

En este proyecto se diseñarán los espesores del paquete estructural con el método AASHTO.

2.6.4.3 MÉTODO AASHTO

Para el método de AASHTO la fórmula es:

$$\text{Log}_{10} W_{18} = Z_r S_o + 9.36 \text{Log}_{10} (\text{SN} + 1) - 0.20 + \frac{\text{Log}_{10} \left[\frac{\Delta \text{PSI}}{4.2 - 1.5} \right]}{\frac{0.40 + 1094}{(\text{SN} + 1)^{5.19}}} + 2.32 \text{Log}_{10} M_r - 8.07$$

Donde:

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

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

S_o = Desviación estándar de todas las variables.

ΔPSI = Pérdida de serviciabilidad.

M_r = Módulo de resiliencia de la subrasante.

SN = Número estructural.

2.6.4.3.1. VARIABLES A CONSIDERARSE EN EL MÉTODO AASHTO

2.6.4.3.1.1. VARIABLES EN FUNCIÓN AL TIEMPO

Existen dos variables que deben tomarse en cuenta y son:

- El Periodo de Diseño
- La Vida útil del pavimento

El periodo de diseño: 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 desproporcionadamente.

La vida útil del pavimento: Es aquel tiempo que transcurre entre la construcción del mismo y el momento en que alcanza el mínimo de serviciabilidad.

El periodo de diseño puede llegar a ser igual a la vida útil de un pavimento. Se recomiendan periodos de diseño en la siguiente forma:

CUADRO 51
PERIODO DE DISEÑO

TIPO DE CARRETERA	PERIODO DE DISEÑO
Autopista Regional	20-40 años
Troncales Sub-Urbanas	15-30 años
Troncales Rurales	
Colectoras Sub-Urbanas	10-20 años
Colectoras Rurales	

Fuente: Guía para el diseño de estructuras de pavimentos, AASHTO 1993

2.6.4.3.1.2. VARIABLES EN FUNCIÓN AL TRÁNSITO

Esta variable se refiere al cálculo del número de repeticiones de ejes equivalentes de 18 kips. (80kN) o ESAL`s. La conversión de una carga dada por eje a eje equivalente o ESAL`s se hace a través de los factores equivalentes de carga (LEF`s), que es el valor numérico que expresa la relación entre la pérdida de serviciabilidad causada por una carga del tipo de eje de 80KN y la producida por un eje estándar en el mismo eje:

$$\text{LEF} = \frac{\text{No. de ESAL`s de 80 kN que producen una pérdida de serviciabilidad}}{\text{No. De ejes de 80 kN que producen la misma pérdida de serviciabilidad}}$$

Como cada tipo de pavimento responde de diferente forma a una carga , los LEFs también cambian en función del tipo de pavimento, además que también cambia en función del índice de serviciabilidad asumido para el diseño.

Entonces para calcular los ESAL`s que se aplicarán a una estructura de pavimento, es necesario asumir en primera instancia para pavimentos flexibles el número estructural que se considere adecuado a las cargas, también se tendrá que asumir el índice de serviciabilidad final aceptable de acuerdo al tipo de carretera.

Las tablas que nos indican diferentes valores de LEF`s para distintos tipos de cargas por eje, distintos índices de serviciabilidad y distinto número estructural SN, se encuentran en el **Anexo IX**.

2.6.4.3.1.3. CONFIABILIDAD (R)

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.

2.6.4.3.1.4. CRITERIOS PARA DETERMINAR LA SERVICIABILIDAD

La serviciabilidad de una estructura de pavimento, es la capacidad que tiene éste de servir al tipo y volumen de tránsito para el cual fue diseñado. El índice de serviciabilidad se califica entre 0 (malas condiciones) y 5 (perfecto).

Para el diseño de pavimentos debe asumirse la serviciabilidad inicial y la serviciabilidad final; la inicial P_o es función directa de la estructura del pavimento y de la calidad con que

se construye la carretera, la final o terminal Pt va en función de la categoría del camino y se adopta en base a:

Serviciabilidad Inicial

Po = 4.5 para pavimentos rígidos.

Po = 4.2 para pavimentos flexibles.

Serviciabilidad Final

Pt = 2.5 o más para caminos principales.

Pt = 2.0 para caminos de tránsito menor.

2.6.4.3.1.5. PROPIEDADES DE LOS MATERIALES

Las propiedades de los materiales que son las que se valoran para obtener el módulo de resiliencia, ya que en función de éste se llega a los coeficientes de los números estructurales SN. Estas propiedades son encontradas con los ensayos de suelos realizados.

2.6.4.3.1.6. DRENAJES

Un buen drenaje mantiene la capacidad soporte de la subrasante (mantiene el módulo de resiliencia cuando la humedad es estable) lo que hace un camino de mejor calidad, así como permite en determinado momento el uso de capas de soporte de menor espesor.

En la tabla a continuación se dan los tiempos de drenaje que recomienda AASHTO:

CUADRO 52
TIEMPO DE DRENAJE

CALIDAD DE DRENAJE	50% DE SATURACIÓN	85% DE SATURACIÓN
Excelente	2 Horas	2 Horas
Bueno	1 Día	2 a 5 Horas
Regular	1 Semana	5 a 10 Horas
Pobre	1 Mes	10 a 15 Horas
Muy Pobre	El agua no drena	Mayor de 15 Horas

Fuente: Guía para el diseño de estructuras de pavimentos, AASHTO 1993

Éstas recomendaciones se basan en el tiempo que es necesario para que la capa base elimine la humedad cuando ésta tiene un grado de saturación del 50% pero se ha de notar que un

grado de saturación del 85% reduce en buena medida el tiempo real necesario para seleccionar la calidad de un drenaje.

La calidad del drenaje es expresado en la fórmula del número estructural, por medio del coeficiente de drenaje (m) que toma en cuenta las capas no ligadas. A continuación tenemos los coeficientes de drenaje para pavimentos flexibles:

CUADRO 53
COEFICIENTES DE DRENAJE

CALIDAD DEL DRENAJE	P= % del tiempo en que el pavimento está expuesto a niveles de humedad cercanos a la saturación.			
	< 1%	1% - 5%	5% - 25%	> 25%
Excelente	1.40-1.35	1.35-1.30	1.30-1.20	1.20
Bueno	1.35-1.25	1.25-1.15	1.15-1.00	1.00
Regular	1.25-1.15	1.15-1.05	1.00-0.80	0.80
Pobre	1.15-1.05	1.05-0.80	0.80-0.60	0.60
Muy Pobre	1.05-0.95	0.95-0.75	0.75-0.40	0.40

Fuente: Guía para el diseño de estructuras de pavimentos, AASHTO 1993

Estos valores son coeficientes de capa que se ajustan a valores mayores o menores a la unidad para tomar en cuenta el drenaje y el tiempo en que las capas granulares están sometidas a niveles de humedad cerca de la saturación.

2.6.4.3.2. DISEÑO DE ESPESORES

Anteriormente presentamos la fórmula de diseño para pavimentos flexibles y las variables que intervienen en ella; esta fórmula puede resolverse en forma manual o por sistema electrónico.

En los pavimentos de mezclas asfálticas por medio de la fórmula de diseño se obtiene el número estructural SN y en función del mismo se determinan los distintos espesores de las capas que conforman el paquete estructural; el diseño está basado en la identificación del número estructural del pavimento flexible y la cantidad de ejes transitando.

2.6.4.3.2.1. DETERMINACIÓN DEL NÚMERO ESTRUCTURAL REQUERIDO

- Las variables para determinar el número estructural de diseño requerido, son las siguientes:
- La cantidad estimada de los ejes equivalentes (ESAL`s) por carril, para el periodo de diseño.
- La confiabilidad R.
- El conjunto total de las desviaciones estándar (So), se recomienda usar los valores comprendidos entre los intervalos siguientes:

Para pavimentos flexibles 0.40-0.50

En construcción nueva 0.35-0.40

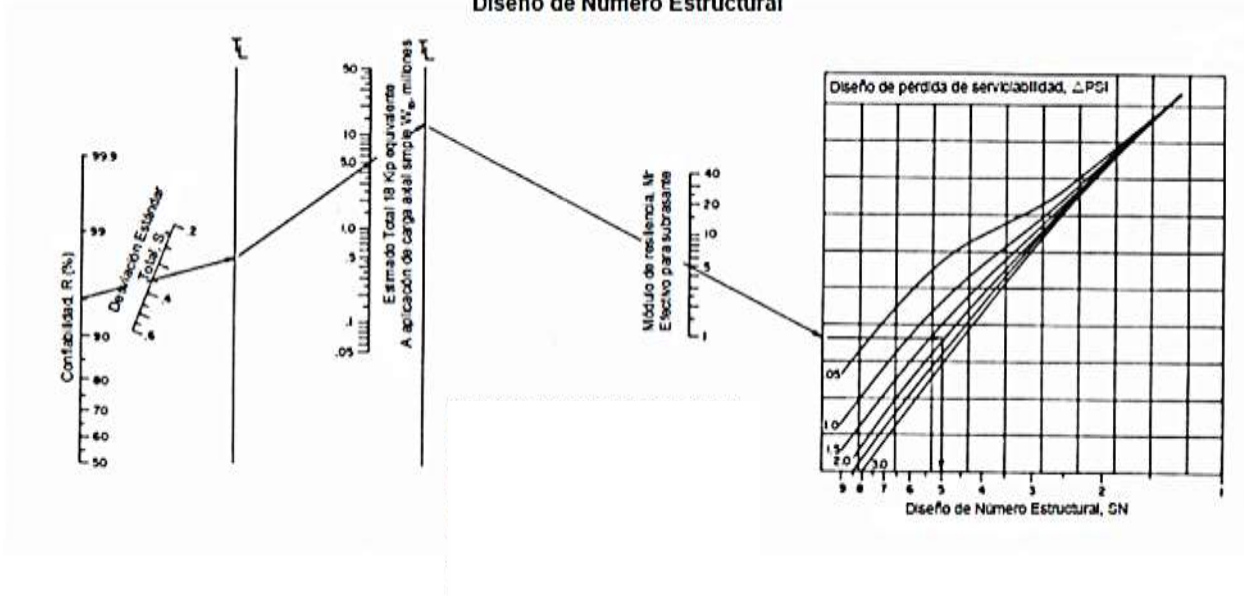
En sobre-capas 0.50

- El módulo de resiliencia efectivo (que tome en cuenta las variaciones a lo largo del año) de la subrasante Mr.
- La pérdida de serviciabilidad $\Delta PSI = P_o - P_t$.

A continuación tenemos la figura del ábaco para determinar el número estructural SN.

FIGURA 26
DISEÑO DE NÚMERO ESTRUCTURAL

Diseño de Número Estructural



La fórmula general que relaciona el número estructural con los espesores de capa es la siguiente:

$$SN = a_1 * D_1 + a_2 * m_2 * D_2 + a_3 * m_3 * D_3 \quad (E.1)$$

Donde:

- a1, a2 y a3 son los coeficientes estructurales o de capa, de la superficie de rodadura, base y subbase respectivamente.
- m2 y m3 son coeficientes de drenaje para base y subbase.
- D1, D2 y D3 son los espesores de capa en pulgadas para la superficie de rodadura, base y subbase.

Ésta fórmula tiene muchas soluciones en función a la combinación de espesores, pero existen normativas que impiden que se construyan capas con espesores menores a los mínimos requeridos, ya que las capas con espesores mayores son más estables.

Espesores mínimos en función al tránsito.-

En el siguiente cuadro se dan valores de los espesores mínimos sugeridos para capas asfálticas y base granular en función del tránsito.

CUADRO 54
ESPEORES MÍNIMOS SUGERIDOS

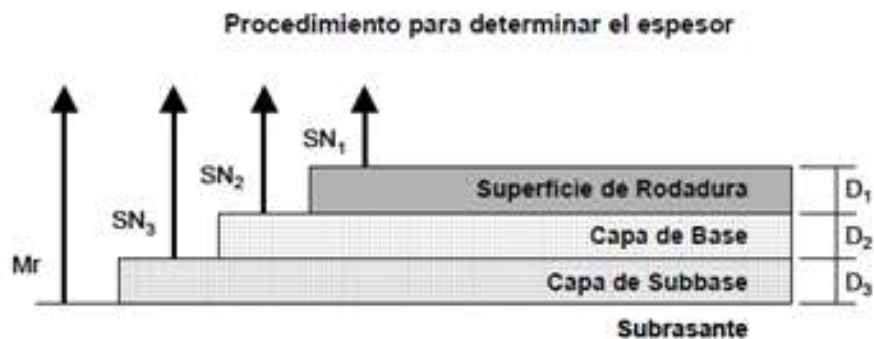
Número de ESAL`s	Capas Asfálticas (cm)	Base Granular (cm)
Menos de 50.000	3.0	10.0
50.000-150.000	5.0	10.0
150.000-500.000	6.5	10.0
500.000-2.000.000	7.5	15.0
2.000.000-7.000.000	9.0	15.0
Más de 7.000.000	10.0	15.0

Fuente: Guía para el diseño de estructuras de pavimentos, AASHTO 1993

Espesores mínimos en función del número estructural.-

Los espesores en función del número estructural están basados en el concepto de que las capas granulares no tratadas deben de estar perfectamente protegidas de presiones verticales excesivas, esto se indica en la figura a continuación:

FIGURA 27



Para evitar las deformaciones excesivas, los materiales son seleccionados para cada capa así: Superficie de rodadura, base granular y subbase con buen CBR, límites, etc.

En la figura 25 se pueden encontrar los números estructurales requeridos para proteger cada capa no tratada, reemplazando el módulo de resiliencia de la capa superior por el módulo de resiliencia de la capa que está inmediatamente abajo; así, para determinar el espesor D₁ de la capa asfáltica se supone un Mr igual al de la base y así se obtiene el SN₁, que debe ser absorbido por dicha capa. El espesor D₁ debe ser:

$$D > SN_1/a_1 \text{ (valor mínimo requerido para la capa asfáltica)} \quad (E.2)$$

$D1^* \geq SN1/a1$ (valor real que debe ser usado)

$$SN1^* = a1 \times D1^* \geq SN1$$

$$SN1^* + SN2^* \geq SN2$$

El asterisco (*) en D o SN indica y representa el valor actualmente usado que debe ser mayor o igual al requerido.

Se adopta un valor $D1^*$ ligeramente mayor y el número estructural absorbido por esta capa es:

$$SN1^* = a1 \times D1^* \quad (E.3)$$

Para determinar el espesor mínimo de la base, se entra al ábaco con el Mr de la subbase y entonces se obtiene el $SN2$ a ser absorbido por el concreto asfáltico y la base, así:

$$D2^* \geq SN2 - SN1^* / a2 \times m2 \quad (E.4)$$

Se adopta un espesor ligeramente mayor $D2^*$ y el número estructural absorbido será:

$$SN2^* = a2 \times m2 \times D2^* \quad (E.5)$$

Por último para la subbase, se entra con el Mr correspondiente a la subrasante y se obtiene un $SN3 = SN$ para todo el paquete estructural calculado y en este caso el espesor es:

$$D3^* \geq SN3 - (SN1^* + SN2^*) / (a3 \times m3) \quad (E.6)$$

Se adopta un valor $D3^*$ ligeramente mayor y se obtiene el número estructural absorbido por la subbase.

$$SN3^* = a3 \times m3 \times D3^* \quad (E.7)$$

Como verificación tenemos:

$$SN1^* + SN2^* + SN3^* \geq SN \quad (E.8)$$

Como resultado se obtiene la fórmula E.8 de que el número estructural total debe ser como mínimo igual a la suma de los números estructurales de cada capa, el criterio es que cada capa del paquete estructural queda protegida de los esfuerzos a los cuales va a ser sometida.

Resumen de resultados del cálculo estructural del pavimento flexible:

Para D1:

Mr base granular = 29000 psi

$D1^* = 6$ pulg.

$SN1^* = D1^* \times a1 = 6 \times 0.44 = 2.64$

Para D2:

Mr subbase = 14900 psi

SN base = $3.4 - 2.64 = 0.76$

Entonces:

$D2^* = 6$ pulg.

$SN\ base^* = D2^* \times a2 \times m1 = 6 \times 0.132 \times 1.00 = 0.792$

Para D3:

Mr subrasante = 14900 psi

SN subbase = $3.82 - 0.792 - 2.64 = 0.388$

Entonces:

$D3^* = 5$ pulg.

$D1 = 6,0$ pulgadas = 15,24 cm.

$D2 = 6,0$ pulgadas = 15,24 cm.

$D3 = 5,0$ pulgadas = 12,70 cm.

Los detalles del cálculo de espesores para la carretera en proyecto junto con cada tabla utilizada se encuentran en el **Anexo IX**.

2.6.5. DISEÑO DE PAVIMENTO RÍGIDO

El pavimento rígido está integrado por la subrasante, capa subbase; que fueron explicadas anteriormente y por la capa de rodadura.

2.6.5.1. SUPERFICIE DE RODADURA

Es la capa superior de la estructura de pavimento, construida con concreto hidráulico, por lo que debido a su rigidez y alto módulo de elasticidad, basan su capacidad portante en la losa, más que en la capacidad de la subrasante dado que no usan capa base. En general se puede indicar que el concreto hidráulico distribuye mejor las cargas hacia la estructura de pavimento.

2.6.5.1.1. MATERIALES

a) Cemento Portland

Los cementos hidráulicos deben ajustarse a las normas AASHTO M-85 para los cementos portland y la norma AASHTO M-240 para los cementos hidráulicos mezclados. El cemento portland debe cumplir con las especificaciones indicadas en el cuadro a continuación:

CUADRO 55

AASHTO	REFERENCIA
T-89	Finura del cemento (por turbidímetro)
T-105	Composición química del cemento
T-106	Resistencia a la compresión del mortero del cemento
T-107	Expansión del cemento en autoclave
T-127	Muestreo del cemento
T-131	Tiempo de fraguado (agua de Vicat)
T-137	Contenido de aire de cemento del mortero
T-153	Finura del cemento (permeámetro)
T-154	Tiempo de fraguado (aguja de gilmore)
T-186	Endurecimiento inicial del cemento

Fuente: Manual Centroamericano de especificaciones para la construcción de carreteras.

Además se debe indicar su clase de resistencia en MPa que corresponda a una resistencia mínima de 28 días. Cuando no se especifique el cemento a usar, éstos deberán tener una clase de resistencia de 28 MPa o más.

b) Agregados finos

Debe consistir en arena natural o manufacturada compuesta de partículas duras y durables de acuerdo a AASHTO M-6. Clase B.

c) Agregados gruesos

Debe consistir en gravas o piedras trituradas; trituradas parcialmente o sin triturar, procesadas adecuadamente para formar un agregado clasificado de acuerdo a AASHTO M-80.

d) Agua

El agua para mezclado y curado del concreto o lavado de agregados debe ser perfectamente potable, limpia y libre de cantidades perjudiciales de aceite, ácidos, álcalis, azúcar, sales como cloruros o sulfatos, material orgánico y otras sustancias que puedan ser nocivas al cemento o al acero.

e) Aditivos

El uso de aditivos para el concreto, tiene por objeto mantener y mejorar esencialmente la composición y rendimiento del concreto de la mezcla de la mezcla básica.

e.1) Ceniza volante.- Se ha usado ceniza volante para mezclas del sistema de pavimentos de concreto de apertura rápida, pero generalmente como un aditivo y no como un sustituto del cemento y debe cumplir lo especificado en AASHTO M-295.

e.2) Aditivos químicos.- Son aquellos que sin cambiar las características naturales del concreto hidráulico para pavimentos ayudan en los diferentes procesos de construcción, siendo éstos: inclusores de aire, reductores de agua, acelerantes y desacelerantes de fraguado.

2.6.5.2. MÉTODOS PARA EL DISEÑO DE ESPESORES

Para el diseño de espesores de pavimento rígido existen varios métodos; entre ellos:

- El método AASHTO
- El método de Golbeck
- El método PCA

Para este proyecto se diseñará con el método AASHTO debido a que este método toma en cuenta más parámetros de cálculo para dimensionar a la losa de concreto.

2.6.5.3. MÉTODO AASHTO

Para el método AASHTO la fórmula de diseño es:

$$\log_{10} W82 = Z_r S_o + 7.35 \log_{10}(D + 25.4) - 10.30 + \frac{\log_{10} \left(\frac{\Delta PSI}{4.5 - 1.5} \right)}{1 + \frac{1.25 \times 10^{19}}{(D + 25.4)^{8.46}}}$$

$$+(4.22 - 0.32Pt)x \log_{10} \left(\frac{Mr Cdx (0.09D^{0.785} - 1.132)}{1.51 x J (0.09D^{0.75} - \frac{7.38}{(\frac{E}{K})^{0.25}})} \right)$$

Donde:

W82 = Número previsto de ejes equivalentes de 8.2 toneladas métricas a lo largo del periodo de diseño.

Zr = Desviación normal estándar.

So = Error estándar combinado con la predicción del tránsito y en la variación del comportamiento esperado del pavimento.

D = Espesor de pavimento de concreto, en milímetros.

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

Pt = índice de serviciabilidad o servicio final.

Mr = Resistencia media del concreto en MPa a flexotracción a los 28 días.

Cd = Coeficiente de drenaje.

J = Coeficiente de transmisión de cargas en las juntas.

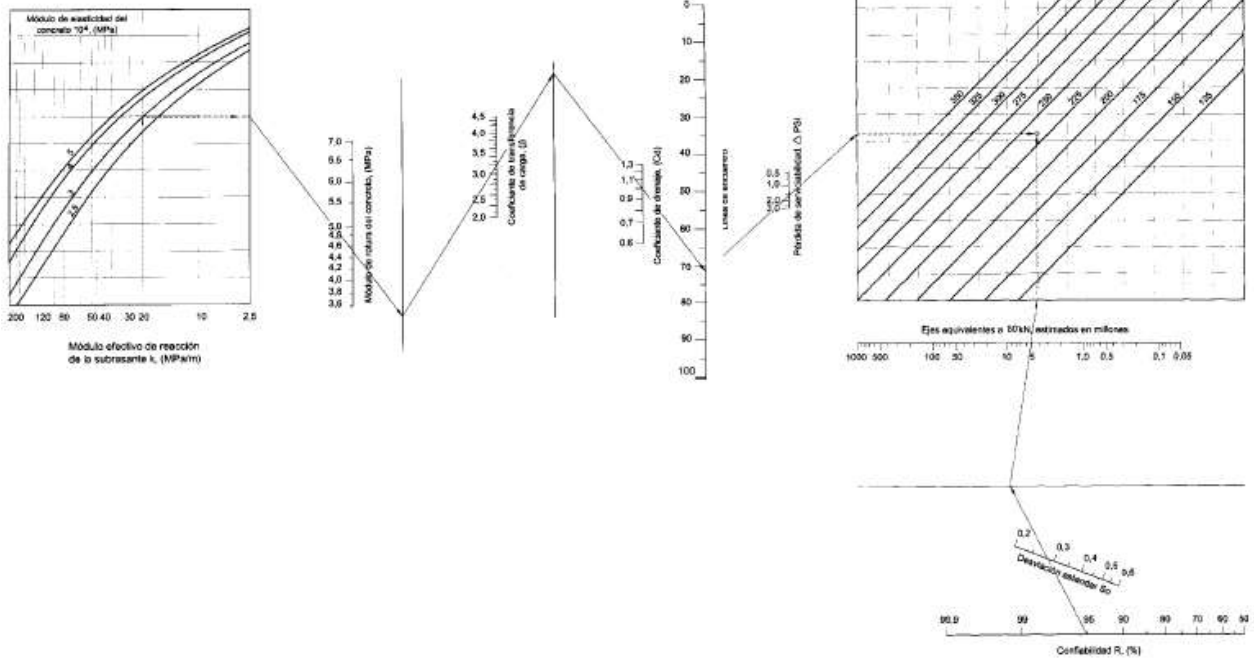
Ec = Módulo de elasticidad del concreto, en MPa.

K = Módulo de reacción, dado en MPa/m de la superficie en la que se apoya el pavimento de concreto.

Para facilitar la utilización de la ecuación se utiliza el siguiente nomograma:

FIGURA 28

Nomograma AASHTO



2.6.5.3.1. VARIABLES A CONSIDERAR EN ESTE MÉTODO

2.6.5.3.1.1. EJES EQUIVALENTES

En este método se requiere la transformación a ejes simples equivalentes de 8.2 toneladas métricas. Los ejes de diferentes pesos que circularán por el pavimento durante su periodo de diseño. Para el periodo de diseño por el tipo de construcción, no debe ser menor a 20 años. Conforme al número de carriles en ambas direcciones para efectos de diseño, el tránsito que se debe tomar en cuenta es el que utiliza el carril de diseño, por lo que generalmente se admite que en cada dirección circula el 50% del tránsito total (del que viaja en dos direcciones).

2.6.5.3.1.2. DESVIACIÓN ESTÁNDAR NORMAL

Esta variable define que para un conjunto de variables (espesor de las capas, características de los materiales, condiciones de drenaje, etc.) que intervienen en un pavimento, el tránsito que puede soportar el mismo a lo largo de un periodo de diseño sigue una ley de distribución normal con una medida Mt y una desviación típica So y por medio del cuadro siguiente con dicha distribución se obtiene Z_r en función de un nivel de confiabilidad R , de forma que exista una posibilidad de que $1-R/100$ del tránsito realmente soportado sea inferior a $Z_r \times So$.

CUADRO 56
DESVIACIÓN ESTÁNDAR NORMAL

CONFIABILIDAD R (%)	DESVIACIÓN NORMAL ESTÁNDAR Z_r
50	-0.000
60	-0.253
70	-0.524
75	-0.674
80	-0.841
85	-1.037
90	-1.282
91	-1.340
92	-1.405
93	-1.476
94	-1.555
95	-1.645
96	-1.751
97	-1.881
98	-2.054
99	-2.327
99.9	-3.090
99.99	-3.750

Fuente: Guía para el diseño de estructuras de pavimentos, AASHTO 1993

2.6.5.3.1.3. ERROR ESTÁNDAR COMBINADO So

Como lo indicado anteriormente, este valor representa la desviación estándar conjunta e incluye la desviación estándar de la ley de predicción del tránsito en el periodo de diseño con la desviación estándar de la ley de predicción del comportamiento del pavimento, es decir, el número de ejes que puede soportar un pavimento hasta que su índice de serviciabilidad descienda por debajo de un determinado P_t . Se recomienda usar un valor de So comprendido entre los valores: 0.30 a 0.40. En construcción nueva 0.35.

El producto de Z_r x S_o efectivamente es un factor de seguridad que se aplica a la estimación del tránsito de una carretera, en la fórmula de diseño de AASHTO, ésta misma recomienda que el factor de seguridad diste en función del tránsito que circula sobre el carril de diseño. En el cuadro a continuación se puede ver los factores de seguridad recomendados.

CUADRO 57

Tránsito esperado en el carril de Diseño en millones de ejes equivalentes	Confiabilidad R	Z_r	S_o	Factor de Seguridad F.S.
<5	50	0.000	0.35	1.00
5-15	50-60	0.000-0.253	0.35	1.00-1.23
15-30	60-70	0.253-0.524	0.35	1.23-1.83
30-50	70-75	0.524-0.674	0.34	1.51-1.70
50-70	75-80	0.674-0.841	0.32	1.64-1.86
70-90	80-85	0.841-1.037	0.30	1.79-2.05

Fuente: Diseño, construcción y mantenimiento de pavimentos de concreto. Londoño Cipriano.

2.6.5.3.1.4. VARIACIÓN DEL ÍNDICE DE SERVICIABILIDAD Δ PSI

Escoger el índice de serviciabilidad final P_t es una selección del valor más bajo que pueda ser admitido, antes de que sea necesario efectuar una rehabilitación, un refuerzo o una reconstrucción de un pavimento.

Como el índice de serviciabilidad final de un pavimento es el valor más bajo de deterioro a que puede llegar el mismo, se sugiere que para carreteras de primer orden (de mayor tránsito) este valor sea de 2.5 y para carreteras menos importantes sea de 2.0 ; para escoger el valor del índice de serviciabilidad inicial P_o , es necesario considerar los métodos de construcción, ya que de esto depende la calidad del pavimento, en los ensayos de pavimento AASHTO P_o llegó a un valor de 4.5 para pavimentos de concreto y 4.2 para pavimentos de asfalto. La diferencia entre el índice de serviciabilidad inicial y final es Δ PSI.

2.6.5.3.1.5. COEFICIENTE DE DRENAJE

El valor del coeficiente de drenaje está dado por dos variantes que son:

- a) La calidad del drenaje, que viene determinado por el tiempo que tarda el agua infiltrada en ser evacuada de la estructura del pavimento.
- b) Exposición a la saturación, que es el porcentaje del tiempo durante el año en que un pavimento está expuesto a niveles de humedad que se aproximan a la saturación. Este porcentaje depende de la precipitación media anual y de las condiciones de drenaje, para esto se definen varias clases de drenaje como se ve en el cuadro a continuación.

CUADRO 58
Calidad de drenaje

Calidad del drenaje	Tiempo en que tarda el agua en ser evacuada
Excelente	2 Horas
Bueno	1 Día
Mediano	1 Semana
Malo	1 Mes
Muy Malo	El agua no evacúa

Fuente: Guía para Diseño de estructuras AASHTO 1993

Combinando todas las variables que intervienen para llegar a determinar el coeficiente de drenaje Cd se llega a los valores expuestos anteriormente en el Cuadro 40.

2.6.5.3.1.6. COEFICIENTE DE TRANSMICIÓN DE CARGA J

Este factor se utiliza para tomar en cuenta la capacidad del pavimento de concreto de transmitir las cargas a través de los extremos de las losas (juntas o grietas), su valor depende de varios factores, tales como: tipo de pavimento (en masa reforzado en las juntas, de armadura continua, etc.); el tipo de borde u hombro (de asfalto o de concreto unida al pavimento principal). La colocación de elementos de transmisión de carga (pasadores en los pavimentos con juntas, acero en los armados continuos, etc.). En función de estos parámetros, se indica en el siguiente cuadro los valores del coeficiente J.

CUADRO 59
Valores de coeficiente de transmisión de cargas J

	Hombro
--	---------------

	Elemento de transmisión de carga			
	Concreto Asfáltico		Concreto Hidráulico	
Tipo de pavimento	Si	No	Si	No
No reforzado o reforzado con juntas	3.2	3.8-4.4	2.5-3.1	3.6-4.2
Reforzado continuo	2.9-3.2	----	2.3-2.9	----

Fuente: Guía para Diseño de estructuras AASHTO 1993

Se considera un pavimento rígido confinado, cuando los extremos de las losas tiene elementos de la misma rigidez que ella, para el caso un hombro de concreto confina la parte principal de la carretera y el coeficiente de transmisión de carga tiende a ser menor, por lo tanto la losa también será de menor espesor. Un hombro de asfalto tiene menor rigidez que la parte principal de la carretera y se considera semi-confinada, por lo que al ser mayor el coeficiente de transmisión de carga, el espesor de la losa aumenta.

Dentro de cada intervalo de variación que se ve en la tabla, es recomendable utilizar el valor más alto cuando menor sea el módulo de reacción de la subrasante K, también cuando sea más elevado el coeficiente de dilatación térmica del concreto y mayores las variaciones de temperatura ambiente.

En casos de carreteras con bajos volúmenes de tránsito, en que el volumen de camiones sea reducido, entonces se pueden utilizar los valores más bajos de J, ya que habrá menos pérdida del efecto de fricción entre los agregados.

2.6.5.3.1.7. MÓDULO DE ELASTICIDAD DEL CONCRETO

El módulo de elasticidad del concreto E_c se puede determinar conforme al procedimiento descrito en la norma ASTM C-469 o relacionarlo con otras características del material como es la resistencia a la compresión. En algunos códigos se indica que para algunas cargas el módulo de elasticidad se puede considerar conforme a las ecuaciones del siguiente cuadro.

CUADRO 60
Correlación entre la resistencia a la compresión y
el módulo de elasticidad

Tipo de agregado y origen	Módulo de elasticidad MPa	Módulo de elasticidad Kg/cm2
Grueso-Ígneo	$E_c = 5500(f'c)^{1/2}$	$E_c = 17000(f'c)^{1/2}$
Grueso-Metamórfico	$E_c = 4700(f'c)^{1/2}$	$E_c = 15000(f'c)^{1/2}$
Grueso-Sedimentario	$E_c = 3600(f'c)^{1/2}$	$E_c = 11500(f'c)^{1/2}$
Sin información	$E_c = 3900(f'c)^{1/2}$	$E_c = 12500(f'c)^{1/2}$

Fuente: Guía para Diseño de estructuras AASHTO 1993

Dónde: $F'c$ = Resistencia a compresión del concreto a los 28 días en MPa o kg/cm2.

2.6.5.3.1.8. FACTOR DE PÉRDIDA DE SOPORTE L_s

Este factor, es el valor que se le da a la pérdida de soporte que pueden llegar a tener las losas de un pavimento de concreto, por efecto de la erosión de la subbase por corrientes de agua o por los asentamientos diferenciales de la subrasante.

Este factor no aparece de forma directa en la fórmula de diseño para obtener el espesor de un pavimento de concreto; pero si está de forma indirecta a través de la reducción del módulo de reacción efectivo de la superficie (subrasante) en que se apoyan las losas. En el cuadro a continuación se dan valores para L_s para distintos tipos de bases y subbases.

CUADRO 61

Valores del factor de pérdida de soporte L_s por el tipo de subbase o base

Tipos de Subbase o Base	Factor de pérdida de soporte
Subbases granulares tratadas con cemento	0.00 a 1.00
Subbases tratadas con cemento	0.00 a 1.00
Bases asfálticas	0.00 a 1.00
Subbases estabilizadas con asfalto	0.00 a 1.00
Estabilización con cal	1.00 a 3.00
Materiales granulares sin tratar	1.00 a 3.00
Suelos finos y subrasantes naturales	2.00 a 3.00

Fuente: Guía para Diseño de estructuras AASHTO 1993

En caso de que utilizándose subbases no erosionables, se llega a producir en la subrasante asentamientos diferenciales, por el hecho de la existencia de arcillas higroscópicas o por la excesiva expansión durante la época de heladas, deben adoptarse valores de L_s entre 2.00 y 3.00.

2.6.5.3.1.9. MÓDULO DE REACCIÓN K

El módulo de reacción k de la superficie en la que se apoya el pavimento de concreto o módulo efectivo de la subrasante es el valor de la capacidad soporte del suelo, la cual depende del módulo de resiliencia de la subrasante y subbase, así como el módulo de elasticidad de la subbase. Para determinar el módulo de elasticidad de la subbase, es factible la correlación con el uso de otros parámetros como: CBR y valor R. Es recomendable que el módulo de elasticidad de la subbase no sea mayor a 4 veces del valor de la subrasante, ya que el valor del módulo de resiliencia de la subrasante, cambia a lo largo del año debido a los ciclos de enfriamiento y calentamiento, para determinar el valor efectivo del módulo de reacción de la subrasante K , es necesario calcularlo para cada mes del año haciendo el uso de nomogramas y figuras que se encuentran en detalle en el **Anexo IX**. Datos y resultados obtenidos del cálculo estructural para pavimento rígido:

Módulo de reacción efectiva de la subrasante $k = 20 \text{ MPa/m}$

Módulo de elasticidad del concreto $E = 30.000$

Resistencia media del concreto a flexotracción $MR = 4,5 \text{ MPa}$

Error estándar $So = 0,35$

Coefficiente de transmisión de carga con

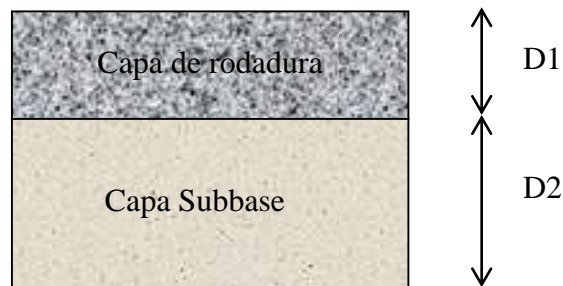
Hombros de asfalto y dovelas $J = 3,1$

Coefficiente de drenaje $Cd = 1,0$

Pérdida de serviciabilidad $\Delta PSI = 4,5 - 2,0 = 2.5$

Total de ejes equivalentes $W18 = 5,87 \times 10^6$

FIGURA 29



$D1 = 230 \text{ mm} = 23 \text{ cm} = 9 \text{ pulg.}$

$D2 = 30 \text{ cm} = 12 \text{ pulg.}$

2.6.6. PAVIMENTO FINAL. ALTERNATIVA ELEGIDA

Estas estructuras estratificadas se apoyan sobre la subrasante de una vía, obtenida por el movimiento de tierras en el proceso de exploración y que han de resistir adecuadamente los esfuerzos que las cargas repetidas de tránsito le transmiten durante el período para el cual fue diseñada la estructura del pavimento.

Un pavimento para cumplir adecuadamente sus funciones debe reunir los siguientes requisitos:

- Ser resistente a la acción de las cargas impuestas por el tránsito.
- Ser resistente ante los agentes del intemperismo.
- Presentar una textura superficial adaptada a las velocidades previstas de la circulación de los vehículos, por cuánto ella tiene una decisiva influencia en la seguridad vial. Además debe ser resistente al desgaste producido por el efecto abrasivo de las llantas de los vehículos.
- Debe presentar una regularidad superficial, tanto transversal como longitudinal, que permitan una adecuada comodidad a los usuarios en función de las longitudes de onda de las deformaciones y de la velocidad de circulación.
- Debe ser durable.
- Presentar condiciones adecuadas respecto al drenaje.
- El ruido de rodadura, en el interior de los vehículos que afectan al usuario, así como en el exterior, que influye en el entorno, debe ser adecuadamente moderado.
- Debe ser económico.
- Debe poseer el color adecuado para evitar reflejos y deslumbramientos, ofrecer una adecuada seguridad al tránsito.

El tipo de pavimento escogido para el proyecto es el pavimento flexible, que cumple con los requisitos expuestos anteriormente y por las funciones que cada capa cumple.

2.6.6.1. FUNCIONES DE CADA CAPA DE UN PAVIMENTO FLEXIBLE

LA SUB BASE GRANULAR

Función económica.- Una de las principales funciones de esta capa es netamente económica; en efecto el espesor total que se requiere para que el nivel de esfuerzos en la subrasante sea igual o menor que su propia resistencia, puede ser construido con materiales de alta calidad, sin embargo es preferible distribuir las capas más calificadas en la parte superior y colocar en la parte inferior del pavimento la capa de menor calidad, la cual es frecuentemente la más barata. Esta solución puede traer consigo un aumento en el espesor final de pavimento y no obstante, resultar más económica.

Capa de transición.- La sub base bien diseñada impide la penetración de los materiales que constituyen la base con los de la subrasante y por otra parte, actúa como filtro de la base impidiendo que los finos de la subrasante la contaminen menoscabando su calidad.

Disminución de las deformidades.- Algunos cambios volumétricos de la subrasante, generalmente asociados a cambios en su contenido de agua (expansiones), o a cambios extremos en su temperatura (heladas), pueden absorberse con la capa sub base, impidiendo que dichas deformaciones se reflejen en la superficie de rodamiento.

Resistencia.- La sub base debe soportar los esfuerzos transmitidos por las cargas de los vehículos a través de las capas superiores y transmitidos a un nivel adecuado a la subrasante.

Drenaje.- En muchos casos la subbase debe drenar el agua, que se introduzca a través de la carpeta o por las bermas, así como impedir la ascensión capilar.

LA BASE GRANULAR

Resistencia.- La función fundamental de la base granular de un pavimento consiste en proporcionar un elemento resistente que transmita a la subbase y a la subrasante los esfuerzos producidos por el tránsito en una intensidad apropiada.

Función económica.- Respecto a la carpeta asfáltica, la base tiene una función económica análoga a la que tiene la subbase respecto a la base.

CARPETA

Superficie de rodamiento.- La carpeta debe proporcionar una superficie uniforme y estable al tránsito, de textura y color conveniente y resistir los efectos abrasivos del tránsito.

Impermeabilidad.- Hasta donde sea posible, debe impedir el paso del agua al interior del pavimento.

Resistencia.- Su resistencia a la tensión complementa la capacidad estructural del pavimento.

2.7. CÓMPUTOS MÉTRICOS

El objeto que cumplen los cómputos métricos dentro de una obra son:

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

Los cómputos métricos son problemas de medición de longitudes, áreas y volúmenes que requieren el manejo de fórmulas geométricas; los términos cómputo, cubicación y metrado son palabras equivalentes. El cómputo métrico requiere del conocimiento de procedimientos constructivos.

Los cómputos métricos realizados para el proyecto, se detallan en el **Anexo X**.

2.8. PRECIOS UNITARIOS

El análisis de precios unitarios según las NB-SABS (Normas Básicas del Sistema de Administración de Bienes y Servicios) se realiza llenando el formulario B-2 por actividad o ítem y se encuentran detallados en el **Anexo XI**.

2.9. PRESUPUESTO GENERAL

El presupuesto general para el asfaltado del tramo Santa Ana la Nueva-Yesera Sur es **15.908.237,89** Bolivianos (Quince millones novecientos ocho mil doscientos treinta y siete con 89 /100 Bolivianos) y está descrito en el **Anexo XII**.

2. 10. ESPECIFICACIONES TÉCNICAS

Las especificaciones técnicas se detallan en el **Anexo XIII**.

CAPÍTULO III.- CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

3.1. CONCLUSIONES

El diseño final de ingeniería de la carretera, fue realizado bajo las normas y manuales de la Administradora Boliviana de Carreteras (ABC). Todos los parámetros de diseño cumplen las exigencias necesarias. Se definió a la carretera como una carretera local.

El trazo es a partir del diseño actual y solo cambia en dos pequeños tramos debido a las limitaciones de la topografía del lugar y el costo que implicaría mejorar aún más el diseño.

Se diseñaron obras de drenaje acorde a las necesidades del tramo definidas por el estudio hidrológico, concluyendo con: un puente, dos alcantarillas de cruce y diez alcantarillas de alivio.

Se determinó el diseño y presupuesto general para la alternativa de pavimento flexible que fue escogida por su mejor desempeño en el entorno donde se plasma la carretera, definidas dentro del capítulo II.

El pavimento flexible tiene una vida útil de 20 años, con la desventaja de que requiere mantenimiento constante para poder concluir con su vida útil en buenas condiciones. Esto significa que en cuanto refiera a inversión económica es considerado una buena opción, excepto que es una inversión a corto plazo.

3.2. RECOMENDACIONES

El sistema vial de nuestro país, en especial de nuestro departamento es muy deficiente; esto es una limitación para la población. Es necesaria la implementación de proyectos de apoyo

a la producción con la finalidad de capacitar a la población beneficiaria con nuevas técnicas de producción agrícola y pecuaria que permitan incrementar los niveles de producción no solo en cantidad sino también en calidad.

Al ser una zona con fuerte potencial turístico, es necesario aprovechar estas condiciones para generar economías de escala alterna a la existente, generando mayor valor agregado a la producción, como así también la posibilidad de generar nuevas fuentes de ingreso y empleos directos e indirectos para la población.

Para la construcción de carreteras es necesario crear alternativas de diseño para definir la de menor costo que cumpla con las exigencias requeridas.