

1. INTRODUCCIÓN

1.1. ANTECEDENTES.

La Dirección de Desarrollo Urbano perteneciente a la honorable Alcaldía Municipal de San Lorenzo es el ente encargado de regular y normar los espacios físicos de los barrios, zonas y distritos para distintos fines, de los cuales uno de éstos es la articulación de accesos calles y avenidas.

El incremento poblacional del departamento de Tarija y las provincias en estos últimos años se ha incrementado considerablemente, de tal manera que la superficie de la mancha urbana se va expandiendo para dar lugar a loteamientos, apertura de calles y avenidas con el objeto de dar solución de terreno y vivienda a los habitantes mejorando la calidad de vida de los mismos, con la creación de nuevos barrios y distritos que tengan las condiciones aptas y servicios básicos.

El desarrollo de la provincia Méndez y el municipio, también ha sido de gran magnitud por lo cual su desarrollo está obligando a la creación de calles y avenidas con el fin de mejorar la calidad de vida y urbanizar las comunidades de este municipio; entre los cuales se encuentra el pueblo de Canasmoro.

En el pasado esta zona era un lugar rural, que por su clasificación el acceso a las mismas era administrado por el Servicio Nacional de Caminos. Las tierras y propiedades de las mismas eran de profesores rurales debido a la Normal y de lugareños, por el incremento poblacional se comenzó al loteamientos y distribución de espacios físicos con el fin de dar cobertura al incremento poblacional, perteneciendo estas zonas a la mancha urbana del Municipio de San Lorenzo Dirección de Desarrollo Urbano perteneciente a la Honorable Alcaldía Municipal de San Lorenzo

1.2. ÁREA DE INFLUENCIA

Canasmoro es una de las principales comunidades del Municipio de San Lorenzo, en esta comunidad se encuentra la Normal de Canasmoro, y el pueblo de Canasmoro, estos dos lugares se colindan con la carretera que va a la Falda La Queñua, que va a ser una de las

carreteras por donde se unirá el Departamento de Tarija con el norte del país. El pueblo de Canasmoro cuenta con una calle paralela a la carretera anteriormente mencionada y que desemboca en la misma carretera por medio de varios accesos. El trazo geométrico realizado por el Servicio Nacional de Caminos se ha conservado, ya que el mantenimiento realizado por el mismo fue ejecutado de buena mejor manera, consecuentemente tenemos unos 5 accesos en condiciones precarias y desfavorables acercándose a una senda para la población existente y futura en la zona, la misma que para trasladarse a la ciudad u a otro punto de la misma tiene que utilizar estos accesos.

GRÁFICO 1 IDENTIFICACIÓN DEL PROYECTO.



1.3. JUSTIFICACIÓN

Actualmente la calle principal y accesos hacia Canasmoro se encuentra con una capa de rodadura sin ningún tratamiento superficial, es decir de tierra, generando molestias a los

usuarios (peatones y conductores), tanto en época de lluvias porque se vuelve un terreno inestable al encontrarse con charcos y barro, como en época seca porque genera polvaredas.

Este estudio a diseño final será una alternativa paralela a la red fundamental para el transporte ya sea departamental por que se conecta con el Municipio de San Lorenzo y nacional porque la calle principal y sus accesos tiene un conexión directa con la red fundamental.

Según las reuniones distritales realizadas por el Municipio de San Lorenzo con autoridades del distrito 5 en el cual se encuentra nuestro emplazado en este proyecto se priorizaron las siguientes demandas.

TABLA 1 PRIORIZACIÓN DE ACTIVIDADES SEGÚN REUNIONES DISTRITALES.

PRIORIZACION	DEMANDAS DEL DISTRITO 5
1°	Apoyo a la Produccion e Infr. Productiva Comunal
2°	Vialidad
3°	Educacion
4°	Vivienda y Saneam. Basico
5°	Salud
6°	Energ. Electrica y Gas Dom.
7°	Comunicación
8°	Medio Amb. y Áreas Verdes
9°	Infr. Social Comunal

FUENTE: PDM, Ordenamiento Territorial de San Lorenzo

Podemos ver que entre las demandas de este distrito se tiene a la vialidad como segundo actividad importante a realizar. Este proyecto ayudará a cubrir parte de esta demanda de todo el distrito.

Por las consideraciones anteriormente citadas es de vital importancia poder realizar el presente proyecto para dar soluciones a los problemas ya anteriormente citados mediante el diseño final de ingeniería de la avenida principal y accesos de Canasmoro.

1.4. OBJETIVOS

1.4.1. Objetivo General

Realizar el diseño final de ingeniería de la avenida principal y accesos de Canasmoro perteneciente al Municipio de San Lorenzo.

1.4.2. Objetivos Específicos.

- Ubicar el emplazamiento de la zona del proyecto
- Identificar los beneficiarios del proyecto
- Estudiar el tráfico de la zona del proyecto.
- Realizar un levantamiento topográfico.
- Generar las curvas de nivel de la zona del proyecto
- Realizar un diseño planimétrico y altimétrico de la avenida principal y accesos del Pueblo de Canasmoro
- Determinar los parámetros de diseño del proyecto
- Estimar el movimiento de tierras del proyecto
- Realizar el diseño del drenaje pluvial de la avenida principal y accesos de Canasmoro
- Determinar las características del suelo por medio de ensayos de granulometría, límites de Atterberg, compactación y CBR del área del proyecto.
- Diseñar el paquete estructural del pavimento para la avenida principal y accesos del Pueblo de Canasmoro
- Realizar los cálculos métricos de las actividades a realizar en el proyecto.
- Determinar el presupuesto del proyecto
- Establecer el cronograma de ejecución del proyecto

1.5. PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA

En estos momentos no se encuentra planificado físicamente por parte la Dirección del Desarrollo Urbano del Municipio de San Lorenzo de un diseño de ingeniería y solo cuenta con una apertura de camino vecinal que en su geometría está totalmente deteriorada y

desvinculada con la normativa técnica del Administradora Boliviana de Caminos y las normas del D.D.U. del Municipio.

Es por eso que da lugar el presente proyecto (Diseño final de Ingeniería de la Avenida Principal y accesos de Canasmoro) para dar solución y mejorar geoméricamente el acceso al Pueblo de Canasmoro.

La falta de un diseño geométrico en la Avenida principal y accesos de Canasmoro, nos muestra la necesidad de solucionar el problema y otras de carácter urbano, para poder mejorar las características geométricas y viales de la zona que coadyuve desarrollo de la población de Canasmoro.

1.6. METAS DEL PROYECTO

- Se describirá en forma resumida la necesidad que existe en la población para realizar el proyecto.
- Se indican los objetivos del proyecto.
- Describiremos toda la población que se beneficia del proyecto y todo lo que se refiere a extensión y ubicación.
- Se desarrollará las partes más importantes de la ingeniería de tráfico por medio de aforos para poder determinar el Tráfico Promedio Diario (TPD) y el Tráfico Promedio Horario (TPH), y realizará un trabajo de gabinete para determinar velocidades de diseño.
- Se realizará una proyección de tráfico para el tiempo de vida útil.
- Realizar el levantamiento topográfico para generar las curvas de nivel.
- Se describirá la metodología, parámetros utilizados para el diseño y la nomenclatura prevista para la rasante del proyecto, esta rasante estará enmarcada en las normas de línea y nivel que proporciona la Dirección de Desarrollo Urbano como resultados de las mismas, este diseño estará enmarcado en dos partes fundamentales el diseño planimétrico y el diseño altimétrico.
- Se realizará estudios de granulometría, límites de Atterberg, compactación y CBR para el suelo donde se apoyará el pavimento. Se planteara las

alternativas para la capa de la rodadura y se escogerá la alternativa que es más factible, es decir viable y económica.

- Se determinará el movimiento de tierras realizados en corte y terraplén, el resultado de éstos nos mostrará los perfiles transversales y el diagrama de masas.
- Hacer un relevamiento de todo lo que corresponde el drenaje existente llámese obras de arte tanto mayor como menor y el drenaje a diseñar en el proyecto obras de arte faltantes, bombeo, desagües pluviales, etc.
- Se calculará los espesores del paquete estructural de todas sus capas.
- Se realizará la señalización horizontal y vertical respectiva.
- Se cuantificará los volúmenes de tierras, y los materiales a utilizar para la realización del proyecto en todas sus fases y etapas del mismo.
- Se realizará el análisis de precios unitarios y presupuesto general del proyecto.
- Se estudiará el impacto ambiental que ocasionara la construcción de la obra.
- Se realizará el plan de ejecución de la obra.

1.7. ALCANCE DEL PROYECTO

Realizar el diseño geométrico de la Avenida principal y accesos de Canasmoro de aproximadamente 3.15 Km., convirtiendo a esta zona, en una zona urbana dentro del Municipio de San Lorenzo.

Diseñar todas las obras de drenaje requeridas para el proyecto tomando en cuenta aspectos técnicos y costos.

Determinar el espesor de las capas del paquete estructural tomando en cuenta las características de las muestras de suelo obtenidas.

Beneficiar al 100 % de los habitantes de Canasmoro mediante la implementación del presente proyecto.

Desarrollar todos los conocimientos técnicos científicos por parte del proyectista, en un proyecto a diseño final de Ingeniería, vinculado a la extensión que es uno de los pilares fundamentales de la Universidad Autónoma Juan Misael Saracho.

2. FUNDAMENTO TEÓRICO

2.1. DISEÑO GEOMÉTRICO

Para poder realizar un cálculo descriptivo del diseño geométrico este acápite se dividió en dos grandes grupos el primero es el diseño planimétrico y el segundo es el diseño altimétrico, pero primeramente realizaremos la modelación de la superficie tomando en cuenta mediciones y parámetros a tomar en cuenta para el diseño mencionado.

2.1.1. DISEÑO PLANIMÉTRICO

El diseño planimétrico se encarga del diseño en planta, que es la adecuación de los elementos visibles de una calle o carretera; el diseño planimétrico es el alineamiento que adquiere la carretera, que toma en cuenta las características topográficas, los desarrollos posibles y puntos obligados técnicos, socioeconómicos y las condiciones de presupuesto del proyecto.

2.1.1.1. MODELACIÓN DE LA SUPERFICIE

La modelación de la superficie es proyectar el terreno en un plano a escala tomando en cuenta sus características para poder diseñar la avenida y los accesos del pueblo de Canasmoro según normas establecidas.

Para poder realizar la modelización de la superficie se recurrió a la ciencia que estudia la misma, denominada topografía. La topografía es la ciencia que tiene por objeto la ejecución de todas las mediciones lineales y angulares necesarias para la confección de planos y mapas, por medio de cálculo matemáticos que dan lugar a dichas mediciones.

La topografía sirve como eje principal en la mayoría de los trabajos de ingeniería, pues la elaboración y ejecución de proyectos se realiza una vez se tenga los datos topográficos que representan los accidentes del terreno sobre el cual se va a construir la obra.

2.1.1.1.1. TRABAJO DE CAMPO

En esta parte del proyecto se realiza un reconocimiento y un relevamiento o levantamiento topográfico a la zona del proyecto en el cual se observa las características más importantes

del terreno donde se realizará este proyecto. Se realiza el levantamiento de puntos cada 20 metros longitudinalmente y se toma 4 puntos transversalmente.

2.1.1.1.1. LEVANTAMIENTO TOPOGRÁFICO

El levantamiento topográfico es la medición que realizamos en la zona de proyecto para ubicar los puntos importantes, que nos servirá para realizar el trazo de nuestra vía. (Las coordenadas de los puntos se encuentran en ANEXOS)

Según la adaptación de SOTER (1989) establece las siguientes clases de pendientes:

- Plano a casi plano 0-2 por ciento
- Ligeramente ondulado 2-5 por ciento
- Ondulado 5-8 por ciento
- Fuertemente ondulado 8-15 por ciento
- Moderadamente escarpado 15-30 por ciento
- Fuertemente escarpado 30-60 por ciento
- Extremadamente escarpado >60 por ciento

Cuya representación espacial se muestra en el mapa de pendientes, y a continuación en el cuadro siguiente se muestra las áreas correspondientes al mapa de pendientes.

GRÁFICO 1 MAPA TOPOGRÁFICO DE MUNICIPIO SAN LORENZO

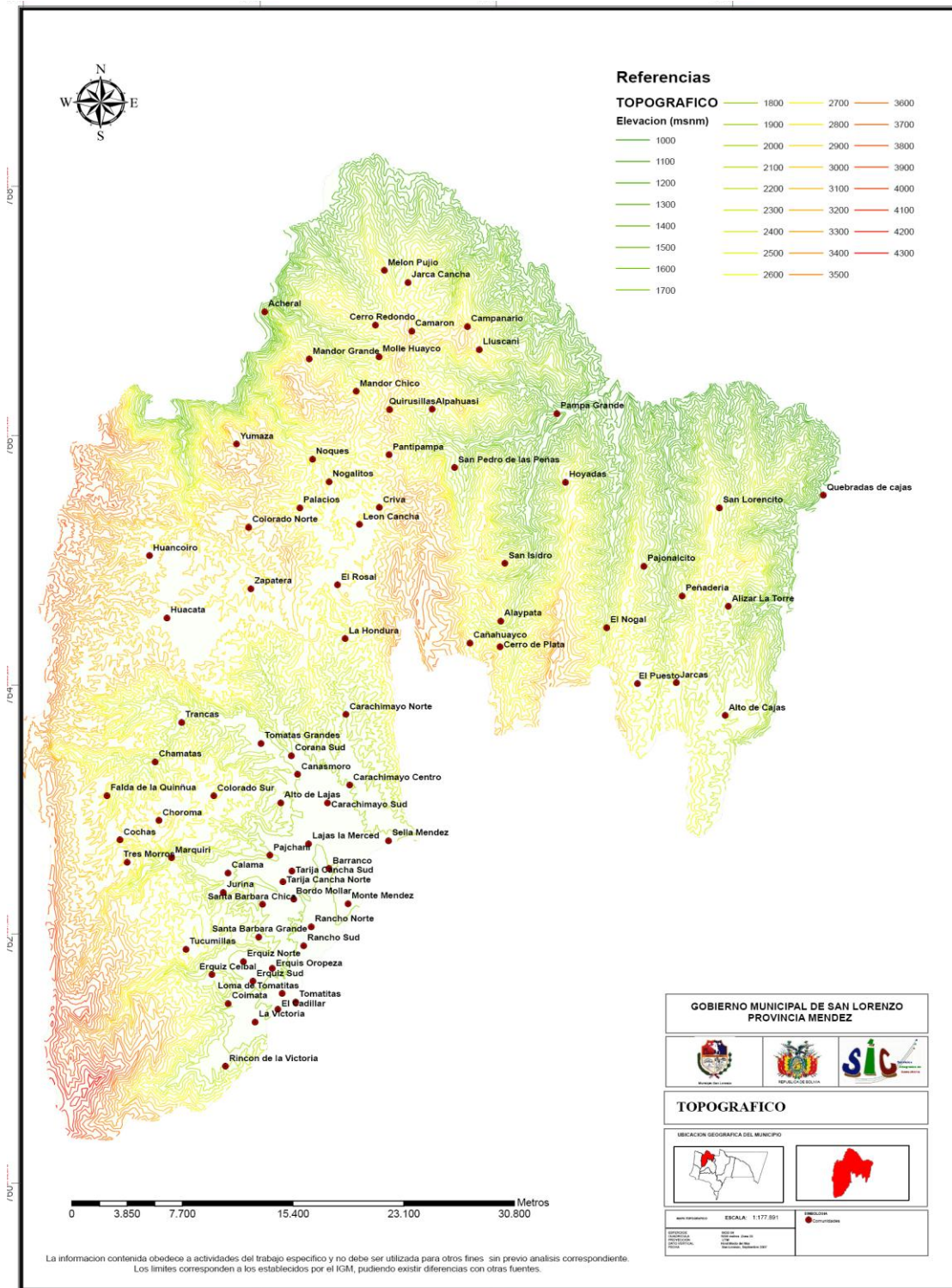
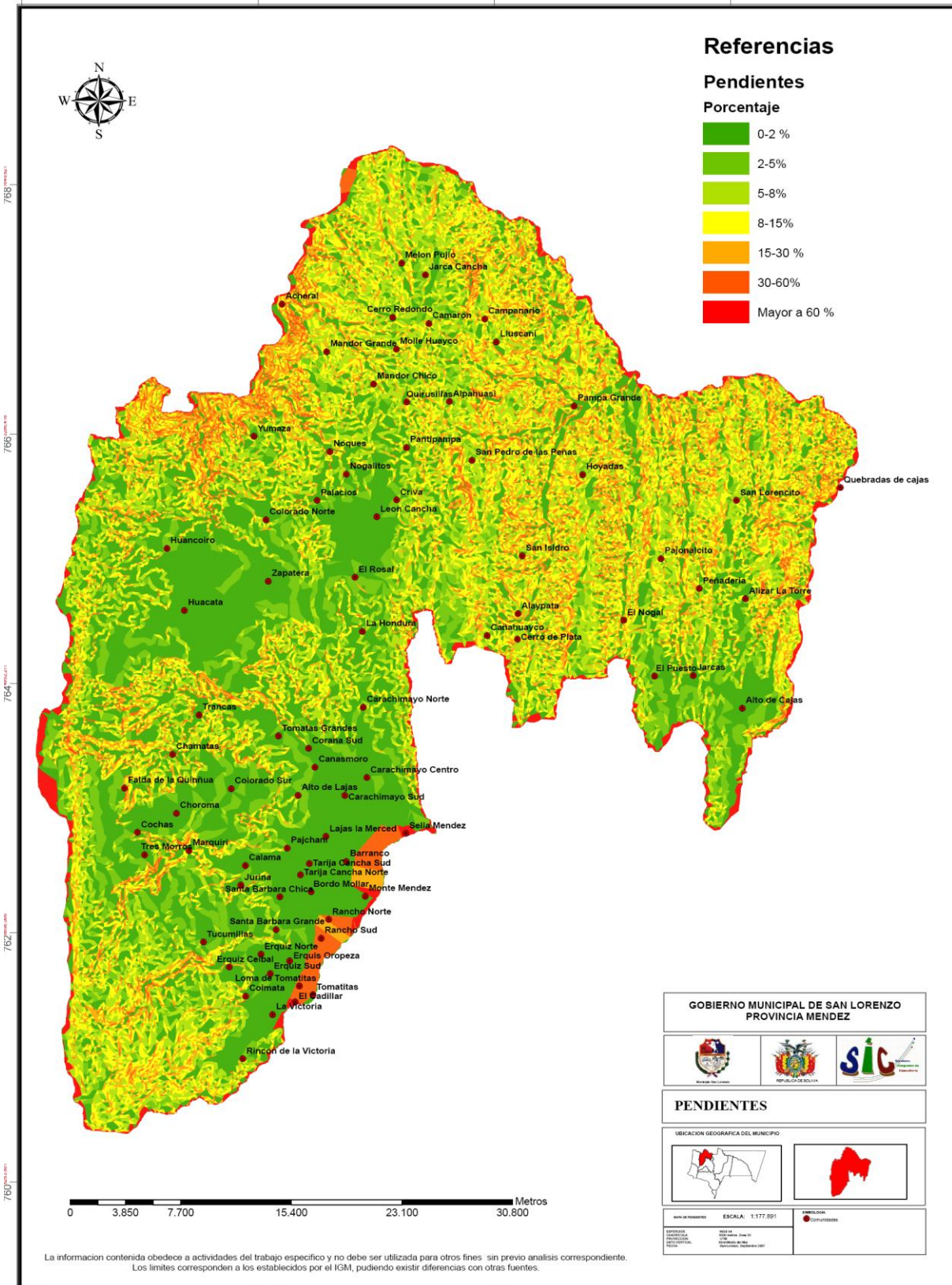


GRÁFICO 2 MAPA DE PENDIENTES DE MUNICIPIO DE SAN LORENZO



Para este proyecto se ubicaron puntos importantes por medio de estacas, ya que la zona del proyecto debido a la cantidad de habitantes que existe en la zona del proyecto, y a las viviendas o loteamientos existentes.

Las coordenadas de los puntos topográficos obtenidos en el levantamiento topográfico se encuentran en **ANEXO A** de este proyecto.

2.1.1.1.2. TRABAJO DE GABINETE

El trabajo de gabinete consiste en el procesamiento y depuración de la información; generalmente es realizado por paquetes electrónicos asistidos por computadora. Para el diseño del proyecto se utilizó el programa AutoCAD Land que es un programa, que recomendado por la AASHTO para el diseño de carreteras y topografía. Este programa, después de haber bajado los puntos totales del equipo, son proyectados en una hoja de trabajo; estos puntos totales son procesados mediante triangulaciones para poder obtener finalmente las curvas de nivel cada metro, las mismas que serán utilizadas para el diseño correspondiente.

2.1.1.1.2.1. CURVAS DE NIVEL

Las curvas de nivel son generadas de procesamiento de los puntos levantados topográficamente, las curvas de nivel son líneas cerradas que van formando la sucesión de puntos que tienen una elevación, siendo un plano muy útil para ubicar las pendientes que muestra la zona de proyecto.

2.1.1.2. TRAZADO DE EJE PLANIMÉTRICO

Para el trazado del eje planimétrico no hay la posibilidad de plantear varias opciones, debido a que Canasmoro cuenta con viviendas construidas, por este motivo es que mantendremos el trazado de la Avenida Principal existente.

Es la línea que pasa por el centro geométrico de la vía; en ella esta puesta las estacas que varían de 20m.

Dentro de este eje que se tiene definido tenemos 5 accesos a la Avenida principal de Canasmoro, que se encuentran ubicadas:

TABLA 1 PROGRESIVA DE UBICACIÓN DE ACCESOS SEGÚN AVENIDA PRINCIPAL CANASMORO

PROG. AV PRINCIPAL (m)	LONGITUD DEL ACCESO(m)	ANCHO DE ACCESO (m)
1071.876	193.354	8
1374.553	178.632	8
1588.070	171.275	8
1638.943	146.673	8
1792.834	132.690	8

Elaboración Propia Según Diseño

Dentro de nuestro trazado sobre la Avenida principal también se cuenta con una alcantarilla de cruce

DESCRIPCIÓN	PROGRESIVA
Inicio de Alcantarilla	0+620
Fin de Alcantarilla	0+645

Elaboración Propia Según Diseño

2.1.2. PARAMETROS DE DISEÑO

El poder definir los parámetros de diseño geométrico tiene mucha complejidad, por la falta de normativa actual y de información por parte de las instancias correspondientes, así mismo se procedió a evaluar en algunos casos y en otros a tomar parámetros de diseño de normas estándares que nos proporcionan parámetros actuales y así realizar un diseño lo más óptimo posible acorde a las condiciones reales del estudio.

2.1.2.1. FUNCION DE LA CARRETERA

Las vías de transporte están destinadas fundamentalmente a servir al tránsito de paso, a dar acceso a la propiedad colindante o bien a dar un servicio que sea combinación de ambas posibilidades, que es el caso del siguiente proyecto, pero primordialmente es un acceso a la comunidad de Canasmoro. Para conocer la función más importante de este proyecto y para poder obtener algunos parámetros de diseño planimétrico, se realizó un estudio de Trafico en estado actual de la carretera.

2.1.2.2. ESTUDIO DE TRÁFICO

2.1.2.2.1. SITUACIÓN ACTUAL DEL TRAFICO EN MUNICIPIO DE SAN LORENZO

La situación actual de las vías en la mancha urbana de San Lorenzo, presenta el siguiente diagnóstico: El desarrollo logrado con en sus vías alcanza tan solo el 36 por ciento, mientras que el 64 por ciento son calles con tierra, el pavimento flexible ha alcanzado un porcentaje del 17 por ciento constituyéndose en el material más usado para la superficie de rodadura de las vías, el 2 por ciento son calles con losetas y el 10 por ciento son calles con piedra.



Es innegable que hasta la fecha se ha avanzado muy poco en cuanto al pavimentado de vías, sin embargo al momento de intervenir las mismas, debe primar las características del paisaje urbano y la riqueza cultural que encierran sus senderos y la conformación espacial del sitio, para adoptar el material y la superficie de rodadura que se deberá implementarse para sus vías.

TABLA 2 CIUDAD DE SAN LORENZO: SITUACIÓN ACTUAL DE LAS CALLES AÑO 2007

Descripción	Longitud Km.	Superficie m	%
Asfaltado	6	6.064	31%
Empedrado	2	2.268	12%
Losetas	1	955	5%
Tierra/Ripio	10	10.334	53%
Total	20	19.622	100%

Fuente: Boleta Barrial 2007; Trabajo de Campo

Elaboración: SIC. Srl.

Para este proyecto también recaudamos información sobre el transporte existente en la zona, se realizó la un estudio de algunos factores de tráfico los siguientes:

2.1.2.2.2. TRANSPORTE PÚBLICO Y PRIVADO

El transporte público tiene a su cargo el traslado de pasajeros desde San Lorenzo hacia los centros como la ciudad de Tarija, normal de Canasmoro, comunidades de Lajas, Trancas, Carachimayo y Corana Sur, este medio de transporte está constituido por motorizados denominados minibuses y autos que hacen su recorrido por rutas preestablecidas y con una periodicidad de tiempo.

2.1.2.3. PARADA DE TRANSPORTE PÚBLICO

Entorno a la plaza principal de San Lorenzo, se concentra la mayor cantidad de funciones a las cuales recurren los ciudadanos por diferentes motivos, esto incrementa la demanda de circulación vehicular en esta parte central, utilizando este espacio como lugar de estacionamiento, de no buscarse un sitio de estacionamiento apropiado, se provocará una gran congestión vehicular en la parte central, la que tenderá a agravarse con la aplicación de estrategias para el turismo.

La problemática identificada, se agudiza aún más debido a la ausencia, en una estructura vial con mayores opciones de desconcentración, como calles o avenidas que de forma continua agilicen el tráfico en su paso por el área consolidada. Sin embargo un aspecto que debe tomarse en cuenta de forma prioritaria al momento de formular una nueva estructura vial, es rescatar senderos de carácter peatonal con gran valor cultural y paisajístico, como

también buscar un ordenamiento acorde con respecto a estacionamiento, parqueos y paradas del transporte público.

2.1.2.4. EQUIPAMIENTO DE TRANSPORTE

Como equipamiento de apoyo al transporte, San Lorenzo no cuenta con una Terminal del transporte de pasajeros y de carga, ya que la ubicación del asentamiento, se encuentra desplazado de la carretera fundamental del departamento y su actividad de intercambio es reducida, traducida básicamente a la comercialización de productos alimenticios como leche, pan y verduras.

2.1.2.5. TRÁFICO VEHICULAR

El interés que despierta San Lorenzo como capital turística, está ocasionando un incremento de visitas a la provincia y la ciudad, actividad que crea un fuerte flujo vehicular, generando problemas como insuficiencia de espacio para el parqueo de vehículos, el mismo tránsito de vehículos conflictua las vías, cuyos diseños y dimensiones no responden a la actividad que se viene desarrollando al interior del municipio. Este problema tiene mayor incidencia en el área central de la ciudad.

El medio ambiente, es otro de los sistemas que debe preverse y cuidarse en consideración al incremento del tráfico vehicular que se viene dando en San Lorenzo, tanto por la emisión de gases de parte de vehículos que debieran estar fuera de servicio, como por los ruidos emitidos y el congestionamiento vehicular.

2.1.2.6. SEÑALIZACIÓN

Lamentablemente San Lorenzo no cuenta con señalización ni vertical ni horizontal. Este diagnóstico nos permite señalar que es prioritario un trabajo de señalización, sin embargo el mismo deberá estar enmarcado en las normas que dispondrá el plan patrimonial elaborado para la ciudad.

2.1.2.7. PARQUE AUTOMOTOR

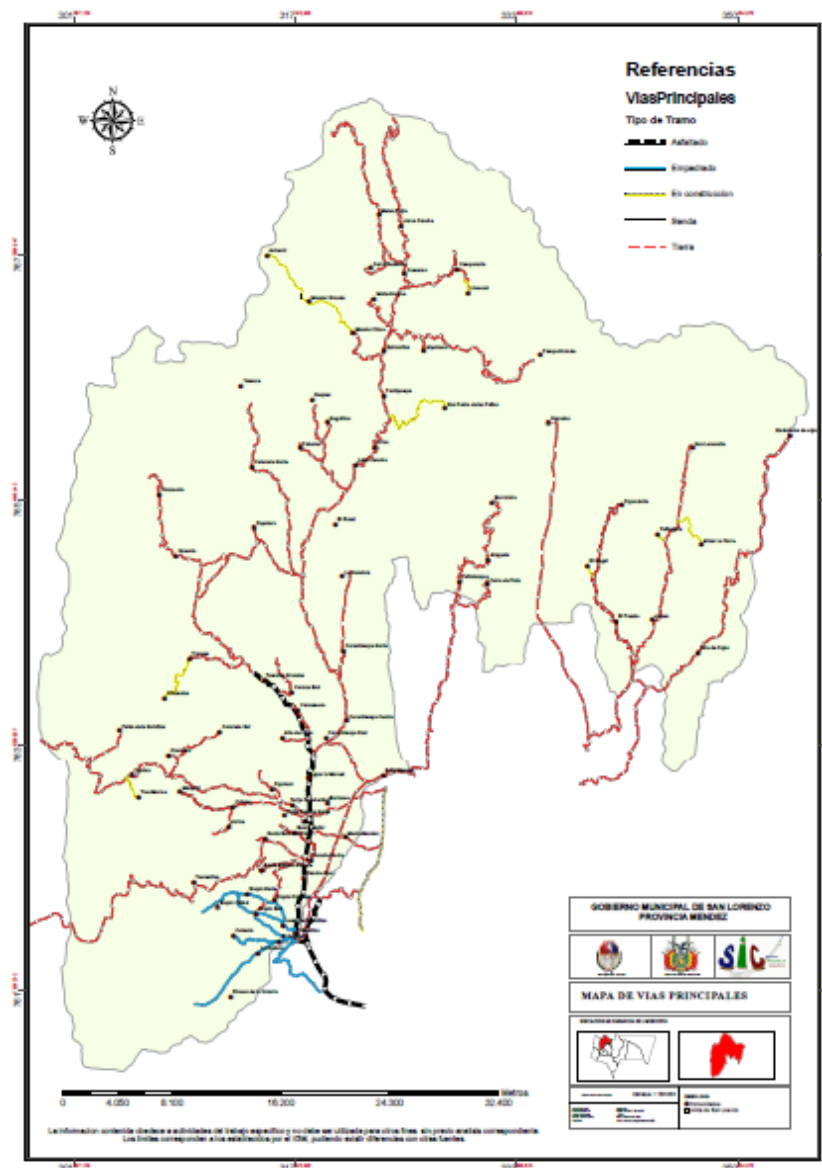
La evolución del parque automotor del municipio, tuvo un comportamiento creciente y acelerado a partir de 1998, año en el que se registraron 83 vehículos, en tan solo 1 año,

hasta el año 1999 prácticamente se triplica el número de vehículos a 257 unidades, el año 2004 que se tiene 350 marcando un punto de inflexión que denota un acelerado crecimiento, finalmente se alcanza el año 2006 la cantidad de 320 vehículos Datos que permiten estimar una tasa media suavizada de crecimiento anual del 6,5 por ciento.

2.1.2.8. INFRAESTRUCTURA VIAL

En siguiente gráfico podemos ver como se encuentra la capa de rodadura de los caminos o vías del Municipio de San Lorenzo, se puede apreciar:

GRÁFICO 3 MUNICIPIO DE SAN LORENZO: MAPA DE VÍAS PRINCIPALES.



2.1.2.8.1. RED FUNDAMENTAL

La red fundamental es la que nace en La Paz, en el Desaguadero que es la frontera con Republica de Perú y termina en Tarija, en Bermejo que es la frontera con Argentina. El tramo de red fundamental que atraviesa la zona del Proyecto es Tarija Potosí, esta vía nacional, está siendo consolidada en el sector oeste del municipio de Méndez, actualmente en construcción, si bien no atraviesa la mancha urbana, se encuentra a una distancia de 2,5 Km. del área consolidada de San Lorenzo, las vías secundarias que conectan con esta deberán ser acondicionadas para recensionar el tráfico vehicular, aspecto que si bien significa un desarrollo vial importante, el sector se verá afectado por cuestiones sobre todo de contaminación tanto acústica como ambiental y lo que es peor aún, se verá transformar el uso del suelo del área de intervención de dicha carretera, sobre todo se verá intervenida por infraestructura de servicio al transporte, que en muchos casos son equipamientos con un alto grado de contaminación no solo del medio ambiente, sino también del paisaje natural y urbano.

2.1.2.8.2. RED DEPARTAMENTAL

Esta categoría de vía atraviesa San Lorenzo de sur a norte, siendo este tramo clasificado por el SEDECA como D603 (Puente Unión Europea-Tomatas Grandes- Huacata-Picacho), la misma se encuentra asfaltada hasta la comunidad de Tomatas Grande, permite comunicar a las comunidades rurales del sector norte del Municipio. La avenida Principal y Accesos desembocan a este tramo de la red departamental.

2.1.2.8.3. RED MUNICIPAL DE 1° ORDEN

Estas vías responden básicamente a vías urbanas, se han convertido en los nexos cortos más rápidos entre San Lorenzo y vías de la red departamental. La Avenida Principal y Accesos de Canasmoro pertenece a esta red, identificada por el SEDECA como el tramo de red Municipal M 65130

2.1.2.8.4. VIAS PEATONALES

Por lo general las vías peatonales, significan una mejora en la calidad de vida de los residentes, sin embargo no toda la población acoge bien esta iniciativa, en especial sectores que buscan mediante el transporte una mayor dinámica económica, San Lorenzo se presta para la adecuación de vías peatonales, por la escala de la población, la estructura urbana que presenta, la riqueza del paisaje natural como del paisaje urbano, aspecto que deberá ser tomado muy en cuenta al momento de formular la propuesta.

2.1.3. ESTUDIO DE VELOCIDADES

En este mismo concepto de velocidad, existen diferentes clases de velocidades y las mismas difieren en la utilización de proyectos viales, entre las cuales las más utilizadas para estudios viales son las que detallamos y describimos a continuación:

2.1.3.1. VELOCIDAD DE PUNTO

La velocidad de punto es aquella velocidad que se mide a la circulación vehicular considerando a la misma como flujo libre, es decir, que no se tengan restricciones en el movimiento por vehículos que van adelante, por vehículos que van por atrás, por cruce de peatones, etc. La velocidad de punto no es una velocidad de diseño ni en calles ni en carreteras, pero es una velocidad cuya referencia nos da las velocidades máximas posibles que se puedan presentar tanto en calles como en carreteras.

Al ser una velocidad que se considera en flujo libre, no sería posible en espacios o distancias largas; por ello que para su estudio se definen espacios o distancias pequeñas; en el caso de ciudades los espacios serán de 25, 50 o 100 metros y en el caso de carreteras los espacios serán de 100, 200 o 500 metros siempre y cuando no hayan accesos de entrada y de salida. En el caso del presente proyecto se tomó la distancia de 25 m. para el aforo correspondiente. Los tiempos fueron tomados por un cronometro en segundos al paso de los vehículos.

Esta velocidad de punto es también llamada velocidad de operación, la cual es la velocidad más alta general a la cual un conductor puede viajar sobre una carretera o vía bajo condiciones prevalecientes de tráfico, sin superar en ningún momento la velocidad segura que será determinada en función de la velocidad directriz.

La relación que nos permite determinar la velocidad de punto es la siguiente.

$$Vp = \frac{d}{t}$$

Dónde:

VP = velocidad de punto m/s.

d = distancia de recorrido m.

t = tiempo de recorrido s.

Posteriormente a los aforos o mediciones de campo se realizó el proceso y depuración de la información. La depuración está enmarcada en las recomendaciones de rangos según investigaciones de ASTM que detallamos a continuación.

$$-\sigma > x > \sigma$$

Dónde:

σ = Desviación estándar.

x = Media o promedio de la muestra.

Todos los valores que estén por encima o por debajo de este rango serán depurados; con los valores que estén dentro de este rango se obtendrá un nuevo promedio el cual será la velocidad media de circulación. A continuación se muestra los cuadros de resumen de las velocidades de punto

2.1.3.2. VELOCIDAD DE RECORRIDO TOTAL

La velocidad de recorrido total es la velocidad media de circulación que se determina a partir de las velocidades de punto registradas determinando sus valores medios. De estos valores se puede adoptar ya sea el valor máximo, el valor medio o un valor mínimo como

valores de velocidad de diseño de acuerdo a las características propias de cada estudio y de cada proyecto.

2.1.3.3. VELOCIDAD CRUCERO

Para un vehículo la velocidad de marcha o velocidad de crucero, es el resultado de dividir la distancia recorrida entre el tiempo durante el cual el vehículo estuvo en movimiento. Para obtener la velocidad de crucero en un viaje normal, se descontará del tiempo total de recorrido, todo aquel tiempo que el vehículo se hubiese detenido, por cualquier causa. Por lo tanto, esta velocidad por lo general, será de valor superior a la de recorrido.

$$V_{crucero} = \frac{\textit{distancia recorrida}}{\textit{tiempo de circulación}}$$

V_t = velocidad de recorrido total [m/s]

d_t = distancia recorrida total [m]

t_c = tiempo de circulación [s]

2.1.3.4. VELOCIDAD DE PROYECTO

Es la velocidad que permite definir las características geométricas mínimas de los elementos del trazado bajo condiciones de seguridad y comodidad que puede mantenerse sobre una sección específica cuando las condiciones geométricas o de tráfico son favorables y gobiernan las condiciones de diseño.

La velocidad de proyecto supuesta deberá ser lógica con las condiciones reales del lugar del proyecto como ser la topografía, el uso de la tierra adyacente y la clasificación funcional de la vía.

2.1.4. ESTUDIO DE VOLÚMENES DE TRAFICO

Para seleccionar la categoría que se debe dar a una determinada vía, es indispensable tener una acertada predicción de los volúmenes de demanda, su composición y la evolución que estas variables puedan experimentar a lo largo de la vida de diseño.

Los estudios volumétricos son realizados con el propósito de obtener información relacionada con el movimiento de vehículos y/o personas sobre puntos y secciones

específicas dentro de un sistema vial. Estos datos volumétricos son expresados respecto al tiempo, y de su conocimiento se hace posible el desarrollo de estimaciones razonables de la calidad del servicio prestado a los usuarios.

El estudio volumétrico es un factor importante para el diseño geométrico ya que cuantifica y califica a la demanda que hará uso de la carretera, a través de diversas formas de evaluación; las metodologías para esa evaluación y medición dependen de cada caso en particular y están en función en la magnitud del proyecto, por ese sentido se procedió a realizar un estudio volumétrico mediante aforos vehiculares en horas críticas de máxima demanda para poder obtener los volúmenes estudiados

Es definido como el volumen de tráfico el número de vehículos que pasan por un punto de sección transversal dado, de un carril o de una calzada, durante un periodo determinado; este periodo es generalmente en horas para obtener el tráfico promedio Horario (TPH) o en día para obtener el Tráfico Promedio Diario.

Para poder realizar el aforo correspondiente se deberá definir algunos parámetros de medición como ser la clasificación vehicular.

2.1.4.1. CLASIFICACIÓN

2.1.4.1.1. CLASIFICACIÓN POR TIPO DE VEHÍCULO

Los parámetros que se utiliza para poder realizar una clasificación vehicular son los siguientes:

- Vehículos livianos: Automóviles, Camiones hasta 1500 Kg.
- Locomoción Colectiva: Buses Rurales e Interurbanos.
- Camiones: Unidad Simple para Transporte de Carga.
- Camiones con Semirremolque : Unidad Compuesta para Transporte de Carga.

2.1.4.1.2. CLASIFICACIÓN EN FUNCIÓN A SUS CARACTERÍSTICAS GEOMÉTRICAS

- Livianos.-
- Medios.-

- Pesados.-

2.1.4.1.3. CLASIFICACIÓN POR USO QUE PRESTAN

- Públicos.- Son los vehículos de uso masivo, como ser taxis, trufis, autobuses, micros, etc.
- Privado.- Son de carácter exclusivo de usuarios privados automóviles, camionetas, jeeps, etc.

2.1.4.2. TRÁFICO PROMEDIO HORARIO (TPH)

Los volúmenes horarios a diferencia de los volúmenes diarios dentro de los estudios de ingeniería de tráfico son más significativos porque nos muestran las características de circulación en cuanto al número de vehículos en cada hora correspondiente a un día y en todo el transcurso de un año eso permite trabajar estadísticamente y formar polígonos de frecuencia, histogramas, determinar horas pico, determinar variaciones horarias, etc.

Si bien es más importante tener información del tráfico horario, también es cierto que resulta más costoso obtener esta información debiendo tenerse mayor personal, mayores puntos de aforo y por lo tanto mayor costo.

El Tráfico Promedio Horario (TPH) es el volumen de tráfico que pasa por una sección del tramo de la carretera en una determinada hora del día.

Cuando no es posible tener información sobre el tránsito promedio horario se puede utilizar la relación establecida por la AASTHO y por la AIPCR, organismos que han estudiado el efecto del volumen del tráfico quienes establecen la siguiente relación:

$$\text{TPH} = (12\%-15\%) \text{TPD}$$

2.1.4.3. TRÁFICO PROMEDIO DIARIO (TPD)

El Tráfico Promedio Diario es el promedio aritmético de los volúmenes diarios que circulan durante un año, el mismo es un factor importante porque proporciona una idea del volumen global de la demanda, tanto para el año de habilitación del proyecto como para los años futuros; por lo que cálculo implica el conocimiento del tránsito existente en el momento de realizar el estudio.

2.1.4.4. PROYECCIÓN DE VOLUMEN DE TRÁFICO

Usualmente los proyectos de carácter vial no deberían basarse en volúmenes de tráfico actuales, sino debería considerarse el futuro tráfico que se espera que circule por la obra.

Los estudios viales son proyectados para acomodar el tráfico que podría ocurrir durante la vida útil de la obra sometida la misma a un mantenimiento razonable.

El volumen de tráfico futuro para efectos de proyecto deriva a partir del tráfico actual y del incremento de tráfico esperado al final del periodo de diseño.

$$TF = TA + IT$$

DONDE:

TF = Tráfico Futuro

TA = Tráfico Actual

IT = Incremento de Tráfico

2.1.4.4.1. TRÁFICO ACTUAL

El tráfico actual es el volumen de tráfico que usará la carretera mejorada o nueva en el momento en quedar completamente en servicio. Está compuesto del tráfico existente más el tráfico atraído.

2.1.4.4.2. TRÁFICO EXISTENTE

Es el tráfico obtenido mediante los aforos realizados antes del estudio, el mismo que es el promedio volumétrico diario, llamado también TPD, que tiene un valor de 350 Vh. /día.

2.1.4.4.3. TRÁFICO ATRAÍDO

Para obtener el tráfico atraído se deberá realizar estudios más completos del comportamiento de tráfico y conocimientos de las condiciones del área de influencia del proyecto; se recomienda tomar 1%-2% del macro tráfico total futuro del área total de influencia externa, en nuestro caso es la ciudad de San Lorenzo.

2.1.4.5. INCREMENTO DE TRÁFICO

El incremento de tráfico está compuesto por:

$$IT = CNT + TG + TD$$

IT = Incremento de Tráfico

CNT=Crecimiento natural Tráfico

TG =Tráfico Generado

TD = Tráfico Desarrollado

2.1.4.5.1. CRECIMIENTO NORMAL DE TRÁFICO

Es el crecimiento de volumen de tráfico debido al aumento normal en el uso de los vehículos, el deseo de las personas por movilizarse, la flexibilidad ofrecida por el vehículo y la producción industrial de más vehículos cada día; sin embargo los indicadores de tráfico en el incremento del mismo hacen posible su cálculo con claridad. Para la ciudad de Tarija el índice de crecimiento automotor en el último año es de 11 % según datos del (RUAT).

$$CNT = IC * TA$$

DONDE:

CNT = Crecimiento Normal de Tráfico

IC = Índice de Crecimiento del Parque Automotor %

TA = Tráfico Actual

2.1.4.5.2. TRAFICO GENERADO

Consta de aquellos viajes vehiculares, distintos a los del transporte público, que no se realiza si es que no se construye la vía. El tránsito generado se compone de 3 categorías que detallamos a continuación.

2.1.4.5.2.1. TRAFICO INDUCIDO

Son los nuevos viajes no realizados previamente por ningún medio de transporte; se tomó como valor 2 % del tráfico actual.

2.1.4.5.2.2. TRAFICO CONVERTIDO

Son los nuevos viajes que previamente se hacían masivamente en taxis, autobuses, tren, etc. y que por razón a la nueva vía se realiza en movilidades particulares. Se tomó como valor 2 % del tráfico actual.

2.1.4.5.2.3. TRÁFICO TRASLADO

Son los viajes previamente realizados a destinos completamente diferentes a la atracción de la nueva carretera y no al cambio en el uso de suelo. Se tomó como valor 1 % del tráfico Actual.

2.1.4.5.3. TRÁFICO DESARROLLADO

Es el incremento de volumen de tráfico debido a las mejoras en el suelo adyacente a la carretera. A diferencia del tráfico generado, el tránsito desarrollado continúa trabajando por muchos años después de que la carretera ha sido puesta en servicio. Se tomó como valor 5 % del tráfico actual.

2.1.4.6. TRÁFICO FUTURO

El tráfico futuro es el tráfico que tendrá el proyecto debido a los factores de crecimiento de tráfico indicados anteriormente proyectados a su vida útil.

Para nuestro diseño geométrico debemos saber las dimensiones de nuestra alcantarilla de cruce para que poderla ubicar dentro de nuestro diseño planimétrico y altimétrico. Por consiguiente tenemos el estudio hidrológico.

2.1.5. HIDROLOGÍA Y DRENAJE

2.1.5.1. DISEÑO DE OBRAS DE DRENAJE

La hidrología es una ciencia que estudia el agua, su ocurrencia, su circulación, y distribución en la superficie terrestre, sus propiedades químicas y físicas y su relación con el medio ambiente incluyendo los seres vivos.

Es evidente que para un diseño de vías se hace indispensable el análisis hidrológico, por constituirse un factor desequilibrante que tendrá como fin fundamental para poder calcular y dimensionar las obras de drenaje requeridas para el proyecto.

Uno de los aspectos relevantes y más importantes de los proyectos de carreteras calles y avenidas en las ciudades, es la necesidad de proporcionar un drenaje adecuado. Es absolutamente esencial un drenaje conveniente y económico para poder proteger la inversión realizada en la estructura de la carretera y la vida de las personas.

El flujo de agua superficial que tiene importancia para los ingenieros de caminos es resultado por lo general de la precipitación en forma de lluvia, nieve o hielo fundido. Una parte del agua superficial se infiltra en el suelo, en tanto que el resto del agua permanece en la superficie de la tierra y debe de eliminarse de alguna manera. Las estructuras que se encargan de transportar y controlar el flujo de agua superficial se llaman por lo general drenaje superficial.

Por estar ubicado en una zona urbana, el análisis hidrológico y de drenaje propuestos por el proyecto, se ha dividido en dos sub. Acápites, el primero que contempla el control y transporte de un flujo superficial de una quebranta menor que intercepta a la avenida, y el segundo que es el alcantarillado pluvial y sus obras.

➤ **Control y Transporte del Flujo Superficial de una Quebrada Menor.**

Las quebradas son zonas de la superficie terrestre donde si fueran impermeables, las gotas de lluvia que caen sobre ella tienden a ser drenadas por un sistema de corrientes hacia un mismo punto de salida.

Para poder realizar el estudio y dimensionamiento del drenaje se procedió a realizar el análisis hidrológico correspondiente mediante precipitaciones y la determinación de parámetros hidrológicos que detallamos a continuación.

2.1.5.1.1. ESTUDIO HIDROLÓGICO

Para poder realizar el estudio hidrológico es necesario evaluar el comportamiento de las precipitaciones, y para ello contar con información obtenida por estaciones pluviométricas que tengan un registro histórico de lluvias y caudales lo más extenso posible; de ahí que se

aplicarán nociones básicas de hidrología las que nos permitirán obtener los caudales máximos para el dimensionamiento de las obras de drenaje requeridas.

2.1.5.1.2. PRECIPITACIONES MÁXIMAS CAÍDAS EN 24 HORAS

El área de estudio se ha considerado los datos de lluvias máximas caídas en 24 horas de las estaciones de Canasmoro, Coimata, Trancas, y Corana, se escogieron estas estaciones por las cercanías del área de influencias hidrológica, y por su registro como muy bueno por la extensión de sus datos lo que permite que exista una referencia real del acontecimiento analizado con valores que reflejan el comportamiento hidrológico de la zona en estudio.

Los datos proporcionados por SENAMHI deben ser de lluvias máximas en veinte cuatro horas, se deben ordenar dichos datos en año hidrológico, que comienza en el mes Octubre y termina en el mes de Septiembre, eliminando los años en los cuales falten datos de los meses desde noviembre hasta marzo, se elige el dato máximo por periodo por seguridad y uno sólo porque la estadística nos exige independencia de datos.

TABLA 3 PRECIPITACIONES MÁXIMAS CERCANAS CANASMORO.

PRECIPITACIONES MÁXIMAS EN 24 Horas. (mm)			
COIMATA	CANASMORO	TRANCAS	CORANA
44,1	41	105	49,5
45,3	38	45,5	43,2
60,5	37	60,1	
32	28,2	50	
43,1	42,5	91,2	
53,2	37	49	
60,7	32,6	70,4	
47,3	22,5	49,3	
70,2	33,1	100,5	
60	40,5	41,4	
62,1	49	48,4	
58,2	60	95,2	
46,2	116,6	56,6	
71,6	57	60,7	
60	29	60,5	
56,4	20,5	54,2	
61,4	56,5	100,5	
37		61	
48,2		46	
58,2		54,8	

66,6	84
56,8	
46,6	
70,2	
35,6	
56,4	
43,2	
59,8	
53,4	
57,2	

FUENTE: Servicio Nacional de Meteorología e Hidrología – Tarija (SENAMHI)

2.1.5.1.3. ANALISIS DE CONSISTENCIA DE LA INFORMACIÓN

La prueba de bondad de ajuste consiste en comparar gráfica y estadísticamente, si la frecuencia empírica si la serie analizada (precipitaciones máximas anuales), se ajustan a una determinada función de probabilidad teórica seleccionada a priori (Función Gumbell), con los parámetros estimados en base a los valores muestrales.

Las pruebas estadísticas, tienen por objeto medir la certidumbre que se obtiene al hacer una hipótesis estadística sobre una población, es decir calificar el hecho se suponer que una variable aleatoria se distribuya según una cierta función de probabilidades.

La prueba de bondad de ajuste de Smirnov – Kolmorov, consiste en comparar las diferencias existentes entre la probabilidad empírica de los datos de la muestra y la probabilidad teórica, tomando el valor máximo del valor absoluto, de la diferencia entre el valor observado y el valor de la recta teórica del modelo, es decir:

$$\Delta = \max |F(z) - P(x)|$$

Dónde:

Δ : Estadístico de Smirnov – Kolmorov, cuyo valor es igual a la diferencia máxima existente entre la probabilidad ajustada y la probabilidad empírica.

$F(x)$: probabilidad de la distribución de ajuste o teórica. Para la ley Gumbell

$$F(x) = e^{-e^{-z}}; \quad z = \frac{x - \mu}{\alpha}; \quad \alpha = 0.78 \times S_x; \quad \mu = \bar{x} - 0.57721 \times \alpha$$

$$S_x = \sqrt{\frac{1}{n-1} \times (\sum x - \bar{x})^2}; \quad \bar{x} = \frac{1}{n} \sum x_i$$

Dónde:

e: valor neperiano igual a 2.71828

Z: variable reducida de la función Gumbell.

S_x : Desviación estándar de la serie o muestra.

μ : Parámetro de posición

α : Parámetro de escala.

\bar{x} : Media de la serie o muestra.

$P(x)$: probabilidad experimental o empírica de los datos, denominada también

Frecuencia acumulada. Se utilizara la fórmula de Weibull $P(x) = \frac{m}{n+1}$

Dónde:

m: número de orden de la muestra o serie ordenados en forma descendente.

n: número de datos de la serie o muestra.

Para que la serie o muestra se ajuste a la ley de distribución gumbell, se deberá cumplir que: $\Delta_{\text{critico}} \geq \Delta_{\text{maximo}}$

Dónde:

$\Delta_{\text{critico}} = \Delta_o$: El valor critico de Smirnov - Kolmogorov que varía de acuerdo al grado de significación y número total de la serie o muestra.

2.1.5.1.4. TIEMPO DE CONCENTRACIÓN.

Se define tiempo de concentración a la duración necesaria de la lluvia para producir su máximo escurrimiento; es el tiempo es que transcurre una gota de precipitación desde el lugar más lejano hasta su curso principal; para poder calcular el tiempo de concentración

hemos utilizado las siguientes formulas empíricas recomendadas por diferentes autores que detallamos a continuación.

2.1.5.1.5. FÓRMULAS DE DISEÑO

➤ Fórmula de Kirpich.

$$T_c = 0.0003245 * \left[\frac{L}{\sqrt{S}} \right]^{0.77}$$

DONDE:

L = Longitud del curso principal (m)

S = Pendiente del curso principal (m/m)

Tc = Tiempo de concentración (Hr.)

➤ Fórmula de Normas Españolas.

$$T_c = 0.30 * \left[\frac{L}{S^{0.25}} \right]^{0.76}$$

DONDE:

L = Longitud del curso principal (km)

S = Pendiente del curso principal (m/m)

Tc = Tiempo de concentración (h)

➤ Fórmula Californiana.

$$T_c = 0.95 * \left(\frac{L^3}{H} \right)^{0.385}$$

DONDE:

L = Longitud del curso principal (km)

H = Desnivel máximo de la cuenca (m)

Tc = Tiempo de concentración (h)

➤ Fórmula Giandotti

$$T_c = \frac{4\sqrt{A} + 1.5L}{25.3\sqrt{L * S}}$$

DONDE:

L = Longitud del curso principal (km)

S = Pendiente de la cuenca (m/m)

Tc = Tiempo de concentración (h)

A = Área de la cuenca de aporte (Km²)

2.1.5.1.6. PRECIPITACIONES MÁXIMAS DIARIAS.

Las precipitaciones máximas diarias son aquellas precipitaciones registradas durante las 24 horas del día. A estas precipitaciones se determinan las precipitaciones máximas para distintos periodos de retorno. La ecuación que nos permitirá determinar estas precipitaciones es la siguiente:

$$HdT = Ed \times (1 + Kdp \times \text{Log}(T))$$

DONDE:

Ed = Es la Moda de la estación

Kd = Es la Característica de la Cuenca.

T: Periodo de retorno en años.

HdT: Altura de precipitación máxima diaria en (mm).

➤ La moda de cada estación: $Ed = X - 0.45 \times Sx$

➤ La característica: $Kd = \frac{Sx}{0.557 \times Ed}$

DONDE:

Sx = Es la desviación Estándar de cada estación.

X = Es la Media de la estación.

2.1.5.1.7. PRECIPITACIONES MÁXIMAS HORARIAS MENORES A 2 HORAS

Las precipitaciones máximas horarias, son las lluvias que ocurren en nuestra región y para convertir las precipitaciones máximas diarias a horarias de debe aplicarla ecuación que se muestra:

$$HtT = Edp \times \left(\frac{Ti}{\alpha} \right)^\beta \times (1 + Kdp \times \text{Log}(T))$$

DONDE:

T= Periodo de retorno en años.

Ti = Tiempo de duración de la lluvia igual al tiempo de concentración.

α = Parámetro de ajuste equivalente a la lluvia diaria posee el valor de (2 para cuencas pequeñas menores a 20 Km² y 12 para cuencas grandes, menores a 20 Km²).

β= Coeficiente angular que varía (0.2 – 0.3).

Para el proyecto se tomó (α=2; β=0.2)

2.1.5.1.8. CURVAS INTENSIDAD – DURACIÓN – FRECUENCIA.

Uno de los primeros pasos que debe seguirse en muchos proyectos de diseño hidrológico, es la determinación a los eventos de lluvia que deben usarse. La intensidad es la tasa temporal de precipitación, es decir, la profundidad por unidad de tiempo (mm/h). Puede ser la intensidad instantánea o la intensidad promedio sobre la duración de la lluvia. Comúnmente se utiliza la intensidad promedio que puede expresarse como:

$$I_{max} = \frac{HtT}{T_c}$$

DONDE:

I_{max} = Es la intensidad máxima de lluvia para distintos periodos de retorno.

HtT = Altura de lluvia máxima horaria para distintos periodos de retorno.

T_c= Es el tiempo de concentración en horas.

2.1.5.1.9. PERIODO DE RETORNO UTILIZADO PARA EL DISEÑO.

Se define periodo de retorno como el tiempo que tarda (expresada en años) en que una lluvia de cierta intensidad y duración se repite con ciertas características, para poder obtener este periodo se deberá estudiar de sobremanera las características de riesgo y seguridad del proyecto; es diferente tomar periodos de retorno para proyectos viales que para presas de embalse u otros, es por eso que existen estudios sobre la determinación del periodo de retorno en función al tipo de área a proteger por los estudios realizados de los ingenieros hidrólogos W. Viessman, J.W. Knapp, G.L. Lewis y T.E. Harbaungh.

2.1.5.1.10. PRECIPITACIONES MÁXIMAS MENORES A 2 HORAS.

Para poder definir el caudal de diseño y poder dimensionar las obras, se deberá calcular la intensidad, la misma que está relacionada con la altura de lluvia máxima y el tiempo de concentración. El tiempo de concentración de diseño nos muestra que es inferior a 2 horas por lo que es debidamente necesario poder calcular las alturas de lluvia menores a 2 horas y así determinar la intensidad de diseño.

Las fórmulas limitan el cálculo de precipitación inferior a 2 horas es por eso estos intervalos pueden calcularse mediante tres métodos que son los siguientes:

- Método Gráfico Lineal.
- Método Analítico
- Método ecuación de la parábola

El método utilizado para el cálculo es el método analítico por demostrar más exactitud en el cálculo según recomendaciones de su autor Prof. Carlos Vipareli.

La aplicabilidad del método consiste en determinar el coeficiente angular (β) para un tiempo menor a 2 horas; aproximadamente se determina en función de los valores obtenidos en la ecuación general de alturas de lluvia máximas para los diferentes periodos de retorno.

2.1.5.1.11. CÁLCULO DEL CAUDAL MÁXIMO DE DISEÑO.

El método Propuesto para determinar el caudal máximo de diseño es el método racional. El método de la fórmula permite hacer estimaciones de los caudales máximos de escorrentía, es importante mencionar que el método de la fórmula racional resulta bastante conveniente por cuanto esta fórmula ha sido elaborada para cuencas pequeñas donde la precipitación se considera uniforme en toda la cuenca; por lo tanto, en vista a las condiciones físicas de la misma resulta adecuada su aplicación.

Este método resulta usando las intensidades máximas de precipitación. Básicamente, se formula que el caudal máximo de escorrentía es directamente proporcional a la intensidad máxima de la lluvia para un periodo de duración igual al tiempo de concentración y al área de la cuenca. Cuando haya transcurrido este tiempo toda la cuenca estará contribuyendo a

formar el caudal de la escorrentía que tendrá en consecuencia un valor máximo. La fórmula es:

$$Q = CU * \frac{C * I * A}{3.6}$$

DONDE:

Q = Caudal Máximo de crecidas (m3/s)

C = Coeficiente de Escorrentía,

I = La Intensidad (mm/h.)

A = Área de aporte de la Cuenca (Km2)

CU = Coeficiente de Uniformidad

2.1.5.1.12. DISEÑO HIDRÁULICO ALCANTARILLA DE CRUCE.

Una vez obtenido el caudal de diseño se procedió a realizar el diseño hidráulico del encauzamiento y control del afluente menor o quebrada, para el diseño respectivo nos basamos en las normas vigentes de ABC el cual nos indica dos formas básicas, que es según la ubicación de la sección de control hidráulico del flujo. La alcantarilla se diseñó con control de entrada.

La propuesta realizada para el proyecto es construir una alcantarilla rectangular parcialmente lleno en su sección de control de entrada para lo cual se utilizó las siguientes variables de diseño como se detalla a continuación.

2.1.5.1.12.1. GASTO DE DISEÑO

El cual se determinó de acuerdo a los procedimientos indicados en el manual de la ABC y fue calculado anteriormente. La alcantarilla fue diseñada para un caudal de 21.563 y un caudal máximo de 30 m3/s

2.1.5.1.12.2. CARGA HIDRÁULICA EN LA ENTRADA O PROFUNDIDAD DE REMANSO

Corresponde a la profundidad del agua a la entrada, medida desde el punto más bajo (umbral o radier de la alcantarilla). Esta obra al limitar el paso libre del agua, causara un aumento de nivel aguas arriba y en consecuencia puede ocasionar daños a la carretera o a las propiedades vecinas. Se limitara la carga hidráulica máxima con el fin de proteger la vida de los usuarios, vecinos proteger la estabilidad del terraplén, no producir inundaciones a los terrenos adyacentes, proteger el curso de agua y las planicies adyacentes, no producir daños a la alcantarilla y a la vía, no causar interrupciones al tráfico y no sobrepasar los niveles de velocidad de agua recomendados en las alcantarillas y el cauce de salida

2.1.5.1.12.3. ALTURA EN LA SALIDA

Corresponde a la profundidad del agua medida desde el punto más bajo de la alcantarilla en la sección de salida. Para distintos caudales se obtuvieron distintas alturas en la salida de la alcantarilla

2.1.5.1.12.4. VELOCIDAD DE SALIDA

Esta velocidad es en general mayor que la velocidad de escurrimiento en el cauce natural y debe limitarse para evitar la socavación y erosión del cauce hacia aguas abajo. Los valores máximos recomendados son de 6 m/s

La velocidad a la salida de la alcantarilla escurriendo con control de entrada puede obtenerse en forma apropiada empleando la velocidad de Manning:

$$V = \frac{Q}{A} = \frac{1}{n} R^{2/3} \sqrt{i}$$

DONDE:

V = Velocidad

n = Coeficiente de rugosidad de Manning

R = Radio Hidráulico (m) (Área / Perímetro mojado)

I = Pendiente en por uno (m/m)

Q = Gasto o Caudal (m³/s)

2.1.5.1.12.5. FORMA DE LA ENTRADA Y LA SALIDA

Influye en las pérdidas de energía que se producen en estas secciones. Esta alcantarilla será de tipo cajón, con aristas biseladas, con muro Fontal, y alas a 50° respecto la dirección del cauce natural debido a la mayor eficiencia Hidráulica de este tipo de alcantarillas

2.1.5.1.12.6. CARACTERÍSTICAS DEL TUBO

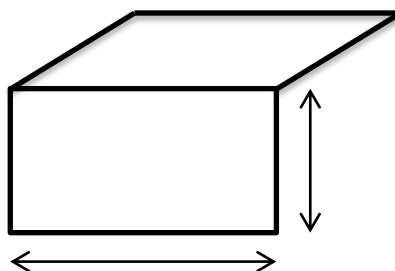
Incluye la rugosidad, el largo, la pendiente, la forma y el tamaño del conducto. Las tres primeras son a menudo las que determinan si la alcantarilla tendrá escurrimiento con control en la entrada o en la salida.

Seguidamente después de haber comprobado el correcto funcionamiento hidráulico de la alcantarilla, procedemos a diseñar estructuralmente, para este dimensionamiento tomaremos las siguientes consideraciones para su diseño.

2.1.5.1.13. DISEÑO DE ESTRUCTURAL DE LA ALCANTARILLA

2.1.5.1.13.1. NORMA Y MATERIALES DE CONSTRUCCIÓN

Con el correcto dimensionamiento que se realizó para el funcionamiento hidráulico se procede al cálculo del espesor de la alcantarilla.



$$e = \frac{L}{16}$$

2.1.5.1.13.2. MATERIALES

Entre los materiales tenemos hormigón HA-25 con resistencia de compresión del hormigón $f_c' = 210 \text{ Kg/cm}^2$, el acero de barras: B 400 S con control normal y una resistencia de tracción del hormigón $f_c' = 4200 \text{ Kg/cm}^2$, se adoptó un recubrimiento interno y externo de 4 centímetros.

2.1.5.1.13.3. CARGAS EN LA ALCANTARILLA

Para el elemento A-B se tomaron en cuenta el siguiente tipo de cargas

2.1.5.1.13.3.1. CARGA MUERTA

- i. Peso Propio.-
- ii. Peso de Relleno.-

2.1.5.1.13.3.2. CARGA VIVA

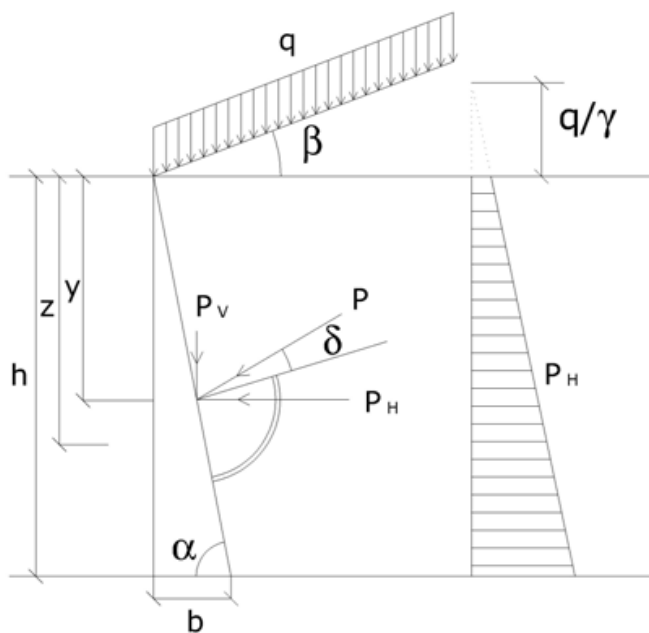
- iii. Sobrecarga de Uso.-Para la sobrecarga de uso se tiene el tráfico, de vehículos

Para el elemento A-D y B-C se tomaron en cuenta el siguiente tipo de cargas

2.1.5.1.13.3.3. EMPUJE LATERAL

Para el cálculo de los empujes activos de terrenos en las paredes laterales de la alcantarilla se utilizó la teoría de Coulomb, que por medio de investigaciones nos da una ecuación para el cálculo del empuje:

GRÁFICO 4 DESCOMPOSICIÓN DE LA PRESIÓN.



El empuje es máximo contra el muro cuando se alcanza la falla por corte del talud, ósea cuando se calcula el empuje pasivo. El de la cuña de tierra se calcula suponiendo que el plano de falla forma un ángulo Φ con el horizontal y conociendo el peso del suelo y las dimensiones del muro del relleno; su dirección vertical. La fuerza resultante, de la cuña

tiene la inclinación perpendicular al plano de falla en este caso, y al descomponer la fuerza resultante calculares la fuerza horizontal o empuje pasivo sobre el muro o pared.

$$P_H = \left(\gamma \frac{h^2}{2} + qh \right) \lambda_H$$

DONDE:

P_H =Componente horizontal de la presión sobre el muro

γ_z =Peso específico aparente

q =Carga uniformemente repartida

h = Profundidad

El coeficiente de empuje activo λ_H viene dado por la siguiente expresión:

$$\lambda_H = \frac{\sin^2(\alpha + \varphi)}{\sin^2 \alpha \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\varphi + \delta) \sin(\varphi - \beta)}{\sin(\alpha - \delta) \sin(\alpha + \beta)}} \right]^2}$$

DONDE:

λ_H =Coeficiente de empuje activo

α =Angulo de inclinación del muro

φ = Angulo de rozamiento interno del terreno

δ = Angulo de rozamiento interno del terreno y muro

β = Angulo del talud del terreno

2.1.5.1.13.4. CÁLCULO ESTRUCTURAL DE LA ARMADURA

Determinación de las resistencias de cálculo:

$$f_{cd} := \frac{f_{ck}}{\lambda_c \cdot 10}$$

$$\boxed{f_{cd} = 1333}$$

$$f_{yd} := \frac{f_{yk}}{\lambda_s \cdot 10}$$

$$\boxed{f_{yd} = 36.522}$$

f_{yk} = Resistencia característica del acero

f_{ck} = Resistencia característica del hormigón

λ_c = Factor de seguridad del hormigón

λ_s = Factor de seguridad del acero

Momento mayorado

$$M_d = 1.6 * M$$

M_d = Momento mayorado de cálculo

M = Momento máximo (negativo o positivo)

Determinación de la altura de la viga:

$$d_{min} = 2.5 * \sqrt{\frac{M_d * 100}{b_w * f_{cd}}}$$

d_{min} = Altura útil de la viga

b_w = ancho de la viga

$$h_{min} = d_{min} + d_1$$

H_{min} = Altura mínima de la viga

d_1 = Recubrimiento

Determinación del momento reducido de cálculo

$$\mu_d = \frac{M_d * 100}{b_w * d^2 * f_{cd}}$$

μ_d = Momento reducido de cálculo

Comparamos el momento reducido de cálculo con el momento reducido límite

$$\mu_d < \mu_{lim}$$

Determinación de la cuantía mecánica W_s se realiza en función a la tabla (tabla del formulario de H°A° 13.3).

Determinación de armadura de acero:

$$A_s := W_s \cdot b_w \cdot d \cdot \frac{f_{cd}}{f_{yd}}$$

A_s = Armadura de acero

W_s = cuantía mecánica

d = Altura útil

Determinación de la armadura mínima:

$$A_{s,min} := W_{s,min} \cdot b_w \cdot d$$

$A_{s,min}$ = Armadura de acero mínima

$W_{s,min}$ = Cuantía de acero mínima.

Después de calcular la armadura de acero mínima y la armadura de acero del momento se comparan y se adopta el mayor valor de los resultados como área transversal de armadura de acero. Seguidamente se distribuye el área de acero entre las áreas de las barras de diámetros conocidos y se escoge la barra que permitan una mejor distribución y sea más económico.

2.1.5.2. DISEÑO DEL ALCANTARILLADO PLUVIAL

El alcantarillado pluvial está conformado por el conjunto de colectores y canales necesarios para evacuar y conducir la escorrentía superficial producida por la lluvia, inicialmente el agua captada a través de los sumideros o boca tormentas en las calles y las conexiones domiciliarias, llevando la misma a una red de evacuación de tuberías que van ampliando su sección a medida que aumenta el área de drenaje. Posteriormente estos colectores incrementan su tamaño y la entrega final en generalmente un curso de agua. A continuación nombraremos los componentes de un sistema de alcantarillado pluvial:

- Conjunto cordón-cuneta
- Boca de tormenta

- Cámara de conexión
- Tubería de conexión
- Cámara de inspección
- Colectores secundarios
- Colector principal

El proyecto de alcantarillado pluvial tiene los siguientes objetivos los cuales son cumplidos en el presente proyecto, ya que se trata de drenaje de vías urbanas las mismas que deben disponer de un sistema de drenaje adecuado para poder evacuar las aguas lo más rápidamente y evitar el peligro de deterioro del paquete estructural de la vía.

- Permitir una rápida evacuación de las aguas pluviales de la vía.
- Evitar la formación de caudales excesivos en las calles o calzadas.
- Evitar el estancamiento de aguas en vías de circulación
- Evitar la paralización del tráfico tanto vehicular como peatonal durante una precipitación pluvial extensa.
- Evitar la interconexión con los sistemas de evacuación de aguas residuales.

2.1.5.2.1. PARÁMETROS BÁSICOS DE DISEÑO.

Para poder analizar y dimensionar hidráulicamente el sistema propuesto en el proyecto se deberá describir algunos parámetros antes del dimensionamiento, los mismos que detallamos a continuación.

2.1.5.2.2. FRECUENCIA DE LLUVIA.

En general la frecuencia se define como el tiempo en años en que una lluvia de cierta intensidad y duración se repite con las mismas características.

La frecuencia es un factor determinante para determinar la capacidad de las redes de alcantarillado pluvial; por su estrecha relación con la prevención de inundaciones de infraestructuras tanto públicas como privadas, la elección de los periodos de retorno de una precipitación se refiere en función a las características de protección e importancia del área de estudio.

2.1.5.2.3. ECUACIÓN DE LLUVIAS.

La ecuación de lluvias son las intensidades de precipitaciones las cuales no permanecen constantes durante un periodo considerado de tiempo, y puede variar desde una lluvia ligera hasta una tormenta.

La intensidad de lluvia medida en mm/h se determina dividiendo la altura de precipitación máxima horaria menor a 2 horas entre la duración o un periodo de tiempo determinado en el cual se requiere realizar el estudio. Para poder determinar la intensidad de diseño se recurre a las recomendaciones del Prof. Vipareli que estudia las lluvias máximas horarias menor a 2.

2.1.5.2.4. ÁREAS DE DRENAJE.

Las áreas de drenaje también llamadas áreas de aporte son determinadas por mediciones directas y su delimitación deberá seguir verdaderas líneas de drenaje (divorcias aquarum), la determinación de las mismas se realizó en un plano topográfico del área de estudio. El área de drenaje que influye en cada colector se debe obtener trazando diagonales o bisectrices sobre las manzanas de la población; estas áreas están detalladas en el plano de drenaje del proyecto y su medición es generalmente en hectáreas.

2.1.5.2.5. TIEMPO DE DURACIÓN DE LAS PRECIPITACIONES.-

El caudal producido será máximo si la duración de la lluvia es igual al tiempo de concentración del área drenada. El tiempo de concentración es el tiempo que tarda el agua desde el punto más alejado de la cuenca hasta llegar al colector; en otros términos, es el tiempo requerido desde el comienzo de la lluvia para que toda el área esté contribuyendo al colector en cuestión.

El tiempo de concentración (T_c) es dividido en 2, el tiempo de entrada (T_e) y el tiempo de recorrido en el colector (T_p).

- Tiempo de Entrada.- Es el tiempo empleado para que las aguas precipitadas en el punto más lejano del área lleguen a una sección considerada. Este tiempo

varía entre 3.0 a 20 minutos, de acuerdo a la pendiente y al tipo de alcantarillado (directo o indirecto). Se recomienda :

- $t_e = 5$ minutos (zonas con pendientes pronunciadas y sistema de alcantarillado directo).
- $t_e = 10$ minutos (zonas planas y donde el sistema de alcantarillado pluvial es indirecto).
- El tiempo de entrada es adoptado de 10 minutos según recomendaciones anteriores.
- El tiempo de recorrido es el tiempo de circulación del agua en el colector y está dado por la siguiente ecuación.

$$T_p = \frac{D}{V}$$

DONDE:

D = Es la distancia del colector (m)

V = Velocidad de circulación en el colector (m/s)

$$T_c = T_e + T_p$$

DONDE:

T_e = Tiempo de entrada (min)

T_p = Tiempo de recorrido (min)

T_c = Tiempo de concentración

2.1.5.2.6. COEFICIENTE DE ESCURRIMIENTO.-

El coeficiente de escurrimiento C es la relación entre los volúmenes totales de escurrimiento superficial y los volúmenes de precipitación durante el periodo de lluvias. La determinación de este coeficiente C debería hacerse mediante ensayos directos.

2.1.5.2.7. CAUDALES DE PROYECTO.-

El método de cálculo a adoptar es el método Racional el cual, explicado anteriormente, deriva de la siguiente ecuación.

$$Q = 0.278 * C * I * A$$

DONDE:

Q = Caudal Máximo de crecidas (l/s)

I = Intensidad máxima de lluvia mm/Hr

C = Coeficiente de Escorrentía.

A = Área de aporte de la Cuenca, variable (ha)

2.1.5.2.8. DIMENSIONAMIENTO DE LOS COLECTORES.

Para el diseño hidráulico de una sección parcialmente llena debe utilizarse las siguientes ecuaciones:

-Angulo central θ° (en grado sexagesimal):

$$\theta^\circ = 2 \operatorname{arc} \cos \left(1 - \frac{2h}{D} \right)$$

-Radio hidráulico:

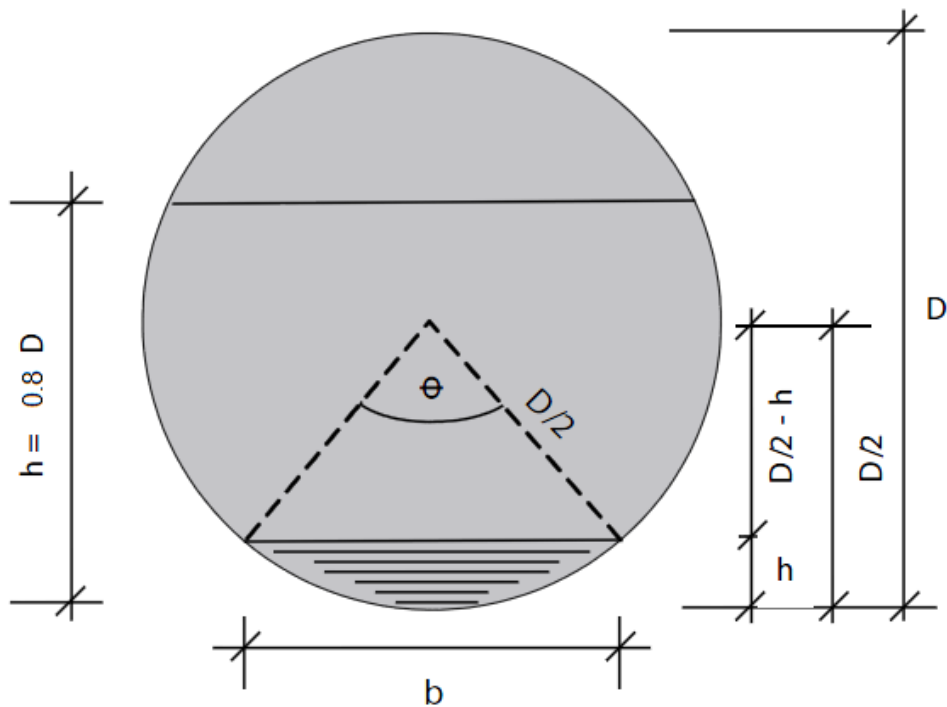
$$R_H = \frac{D}{4} \left(1 - \frac{360 \sin \theta}{2\pi\theta^\circ} \right)$$

-Velocidad:

$$V = \frac{0.397D^{2/3}}{n} \left(1 - \frac{360 \sin \theta}{2\pi\theta^\circ} \right)^{2/3} * S^{1/2}$$

-Caudal

$$Q = \frac{D^{8/3}}{7257.15 * n * (2\pi\theta^\circ)} (2\pi\theta^\circ - 360 \sin \theta^\circ)^{5/3} * S^{1/2}$$



- Tipos de sección Admitidos.- Para conductos con dimensiones de hasta 1.2 m. es recomendable el empleo de una sección circular; para conductos de dimensiones mayores es recomendable realizar un canal de sección preferiblemente cuadrada.
- Dimensiones Mínimas para Colectores.- El diámetro nominal permitido en redes de recolección y evacuación de aguas de lluvia es de 150 mm.
- Altura del Tirante de Agua.- La altura del tirante de agua máxima, al considerar el dimensionamiento de los conductos circulares, será el 80% del diámetro, el tirante mínimo será de 20 % del diámetro, el flujo circulará como una sección libre sin presión.
- Velocidades máximas y mínimas.- En el funcionamiento del alcantarillado se producen obstrucciones por el depósito de materiales de desecho y partículas orgánicas, las que arrastran con velocidades iguales o superiores a 0.3 m/s; las pendientes de los fondos de los colectores deberán ser tal que mantengan las velocidades satisfactorias de escurrimiento denominado de auto limpieza que impida que los sedimentos de sólidos suspendidos arena

fina o gravilla, para lo cual se requiere una velocidad mínima de 0.6 m/s. Por otro lado cuando se presentan pendientes muy pronunciadas, las alcantarillas presentan altas velocidades de escurrimiento ocasionando abrasión, es por eso que se recomienda como velocidad máxima 6 m/s.

- Recubrimientos.- El recubrimiento mínimo deberá ser de 1 m. pudiéndose aceptar, según condiciones favorables para los colectores, 0.50m. Las profundidades máximas no deberán exceder de 6m, excepto alguna justificación técnica del proyecto.
- Fuerza Tractiva o de Arrastre.- Es la fuerza que deberá superar la resistencia del sedimento al movimiento; esta fuerza deberá ser mayor a 0.10 Kg. /m².

$$\tau = \rho * g * R_H * S$$

Dónde:

τ = Tensión Tractiva media en Pa

ρ =Densidad del agua 1000Kg/m³

g =Aceleración de la gravedad 9.81m/s²

R_H =Radio hidráulico en m

S = Pendiente del tramo de tubería, en m/m

2.1.5.2.9. CÁMARAS DE INSPECCIÓN.

Las cámaras de inspección o pozos de visita forman parte de un sistema de alcantarillado pluvial, son utilizados para acceder a las alcantarillas con el objeto de realizar operaciones de inspección y de limpieza.

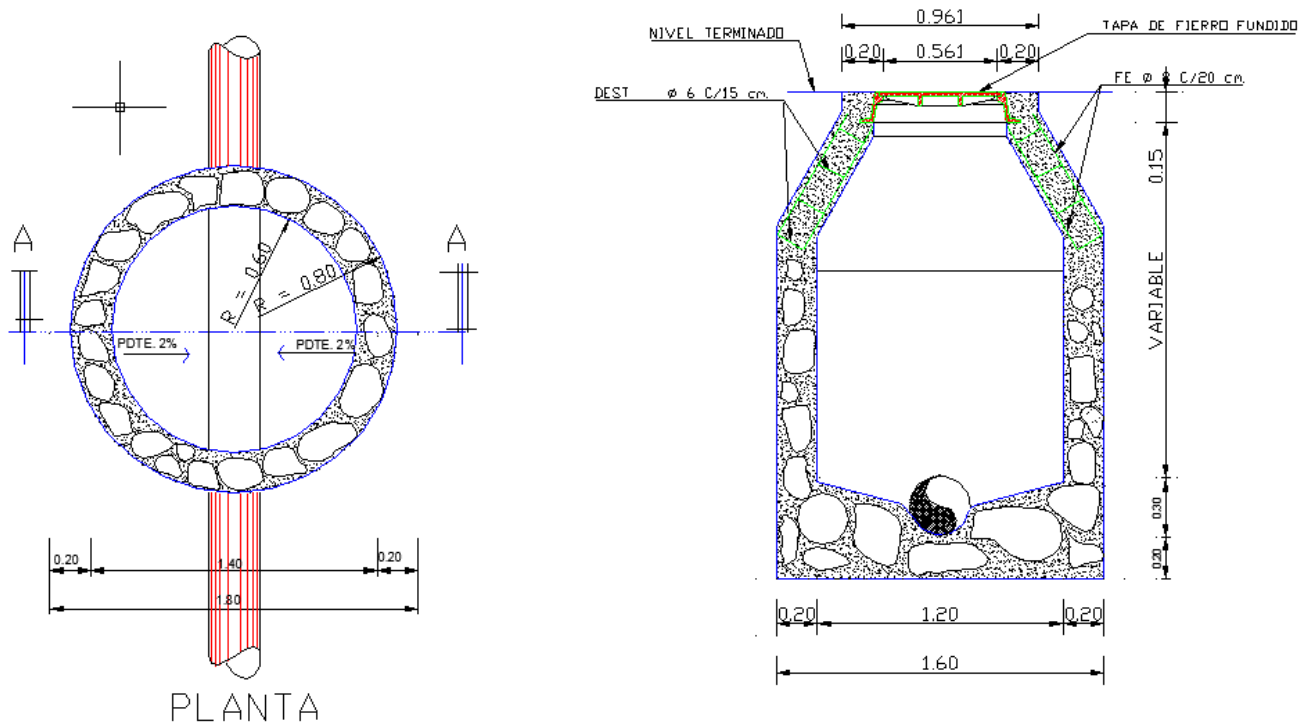
Las interconexiones de los tramos de los colectores se harán siempre mediante la instalación de los pozos de visita mediante los siguientes criterios.

- Las dimensiones de los colectores no deberán disminuir en aguas abajo.
- En los arranques de la red, pudiendo servir a uno o más colectores.
- En todos los cruceros o esquinas de las vías.
- En todo cambio de dirección o de pendiente.
- En puntos de los colectores donde concurren más de 2 colectores.

Las distancias de separación máximas de las cámaras serán de 150 m y la mínima de 15 m, analizando la estructura de costos del proyecto.

Las dimensiones de las cámaras varían según su altura y están en función del cálculo realizado anteriormente de los tramos en cuestión; las otras dimensiones están recomendadas por la norma y se detallan en los planos respectivos del proyecto.

GRÁFICO 5 CROQUIS DE CÁMARA DE INSPECCIÓN



2.1.5.2.10. BOCA TORMENTAS.-

También llamadas sumideros son estructuras encargadas de recoger la escorrentía de las calles, se ubican al lado de las calles y en las esquinas aguas abajo de cada manzana.

El espaciamiento de los sumideros estará sujeto al análisis de los anchos mojados y las áreas de aporte de las mismas lo que se puede referirse al siguiente cálculo.

- Cálculo del Tirante de la Cuneta.- El tirante de la cuneta es la lámina de agua que pasa por la calle y es transportada por la calzada; esta lámina está en función del caudal interceptado y la pendiente tanto transversal como longitudinal de la calzada;

el cálculo se realiza por la ecuación propuesta por Izzard que detallamos a continuación.

$$Q = 0.00175 * Y^{\frac{8}{3}} * \left[\frac{Z}{n} \right] * S^{\frac{1}{2}}$$

DONDE:

Q = Caudal interceptado por el sumidero en cuestión (l/s)

Y = El tirante de agua en estudio (cm)

N = Coeficiente de Manning

Z = Inverso de la pendiente transversal

S = Pendiente longitudinal de la calle (m/m)

- Obtenida la altura de lámina de agua se calcula el ancho mojado de la calzada con la siguiente expresión.

$$T = \frac{Y}{St}$$

DONDE:

T = Ancho mojado (m)

Y = Altura de lámina de agua (cm)

St = Pendiente transversal de la calzada (%)

El cálculo anterior nos proporciona una idea de la cantidad de sumideros propuestos para el proyecto.

- Cálculo del Diámetro de la Acometida.- Nos referimos a acometida cuando hablamos de la distancia que existe de la ubicación del sumidero a la cámara de inspección; la acometida tiene la función de trasportar el agua captado por el sumidero a la cámara de inspección y así mismo al colector para su destino final. Ing. Sanitario Guido Capra recomienda la siguiente ecuación para la obtención del diámetro de la acometida.

$$Q = A * \left[\frac{2 * g * h}{1.43 + \frac{0.026 * L}{d^{\frac{1}{2}}}} \right]^{0.5}$$

DONDE:

Q = Caudal interceptado m³/s

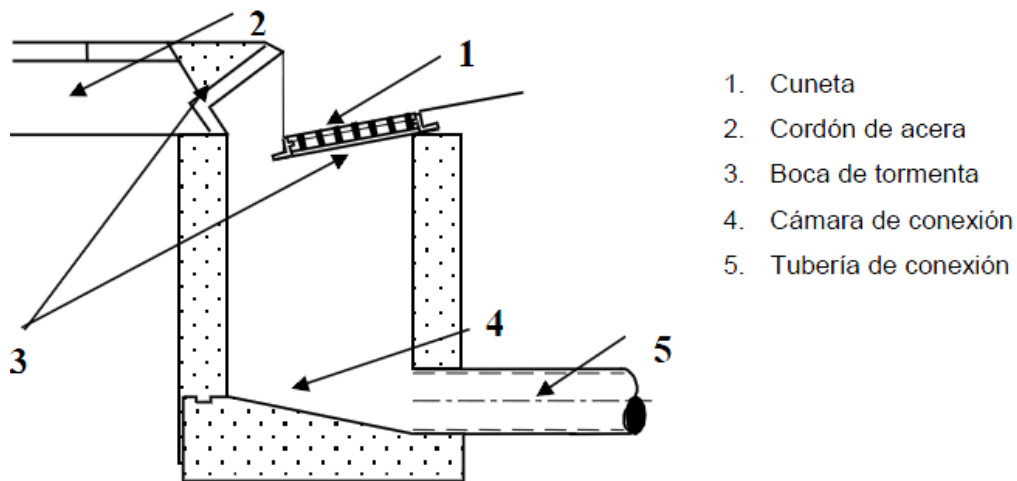
A = Área de la sección de la tubería m²

g = Aceleración de la gravedad m/s²

d = Diámetro de la tubería en m.

L = Longitud de la acometida

GRÁFICO 6 SISTEMA CORDÓN CUNETA



2.1.5.2.11. CARGAS SOBRE CONDUCTOS ENTERRADOS

El diseño de la estructura de una alcantarilla o conducto sub enterrado es básicamente igual a cualquier estructura de ingeniería y se requiere conocer:

- Las cargas máximas probables.
- La resistencia de la tubería
- La capacidad de Terreno
- El tipo de apoyo que asegure la estabilidad de la estructura
- Factor de seguridad adecuado que se añadirá a la resistencia de la alcantarilla.

2.1.5.2.11.1. ESTUDIO DE CARGAS.

El objetivo principal del estudio de cargas es de poder definir con claridad las solicitaciones a las que estará sometidas las tuberías y poder definir la calidad requerida, el tipo de asiento necesario de manera que se pueda garantizar su duración.

2.1.5.2.11.2. TIPOS DE CARGAS.-

Las cargas que soportan las alcantarillas y conductos enterrados son de dos tipos que detallamos a continuación.

- Cargas muertas el peso del material que las cubre.
- Cargas vivas tenemos las dinámicas (originada por los vehículos), y las estáticas (acumulación del material).

2.1.5.2.11.2.1. CÁLCULO DE CARGAS MUERTAS.

Para poder calcular las cargas se debe caracterizar las condiciones de las tuberías, en nuestro caso son:

- Conductos en zanja.- En forma general se plantea la siguiente ecuación.

$$Wd = Cd * W * (Bd)^2$$

DONDE:

Cd = Coeficiente de carga en función de la relación profundidad ancho, 1.4 H/Bd para las diferentes clases de relleno, 2.1 m

W = Peso unitario del material en relleno Kg/m³, 2000

Bd = Ancho de la zanja a nivel de la parte superior del conducto, 2.1 m

Wd = Carga muerta vertical por metro, 11.113,2 Kg/m

- Cargas en conductos en terraplén, calculada con la ecuación de Marston.

$$Wn = Cn * W * (Bn)^2$$

W = Peso unitario del material en relleno Kg/m³, 2000

Cn = Coeficiente de carga,

Bn = Ancho, m

Wn = Carga muerta, Kg/m

2.1.5.2.11.2.2. CÁLCULO DE CARGAS VIVAS.

La acción de las cargas vivas tiene su importancia cuando los conductos se instalan en rellenos de poca altura, el efecto de su acción disminuye con la profundidad.

Para el cálculo de la transmisión de la carga se considera la siguiente ecuación propuesta por Marston.

$$W_t = \frac{1}{L} C_t * P_v * I_t$$

DONDE:

L = Longitud de la alcantarilla sobre la que transmite la carga, m

Ct = Coeficiente de carga móvil.

It = Factor de impacto

Pv = Carga máxima de la rueda

Wt = Carga vertical que actúa sobre el conducto, Kg/m

➤ Cálculo de cargas vivas en el embovedamiento de la quebrada.

Para realizar el análisis de cargas vivas transmitidas en el embovedado es importante primero determinar el comportamiento de las mismas en el pavimento.

La profundidad de la cual los esfuerzos resultantes, dados por las ruedas duales, son iguales a los de una rueda sencilla que dependen de la separación entre las mencionadas ruedas. A profundidades mayores los esfuerzos provocados se traslapan pero son menores a medida que las profundidades aumentan llegándose a un punto en que dichos esfuerzos son despreciables. Existe una relación para poder determinar la incidencia de los esfuerzos a una profundidad que es la siguiente:

2.1.5.2.11.3. CÁLCULO DE CARGAS TOTALES O DE DISEÑO Y FACTOR DE CARGA.

Las cargas totales o de diseño son las cargas con las que calcula el factor de carga y se puede diseñar el tipo de apoyo que tendrá el tramo en estudio; para él mismo se calcula con la siguiente ecuación.

$$CT = CM + CV$$

DONDE:

CT = Carga total o de diseño.

CM = Carga muerta

CV = Carga Viva

El factor de carga es el que permite calcular el tipo de soporte que tendrá la tubería para evitar fisuras, colapsos y otros, etc. La siguiente ecuación permite calcular el factor.

$$F_c = \frac{R_c * F_s}{R_s}$$

DONDE:

Rc = Resistencia de soporte del conducto en campo

Fs = Factor de seguridad generalmente 1.25

Rs = Resistencia de soporte del tubo determinado en el ensayo de las 3 cuchillas

2.1.5.3. DISTANCIA DE VISIBILIDAD

Dotar de visibilidad a una vía es otras de las tareas importantes a realizar, ya que generalmente los caminos están contruidos para velocidades muy inferiores a las corrientes en los vehículos modernos; de ahí que dichos caminos resultan ser muy peligroso.

Es necesario que en las carreteras exista tanto, en planta como en perfil la distancia de visibilidad adecuada para que el conductor del vehículo pueda ver delante de el a una distancia tal que permita tomar con garantías decisiones oportunas; todo conductor necesita la distancia de visibilidad para parar y la distancia de visibilidad para pasar.

2.1.5.3.1. DISTANCIA DE FRENADO

También llamada distancia de visibilidad para el frenado, establece las condiciones mínimas de visibilidad que debe proporcionar el diseño, para que el conductor no quede sometido a limitaciones visuales directamente vinculadas a las características geométricas de la vía y pueda tener oportunamente el vehículo, siempre que sea necesario, en condiciones de confort y seguridad.

Para poder calcular la distancia de visibilidad para parar se recomienda la siguiente ecuación.

$$d_{\text{parar}} = \frac{V \times t}{3.6} + \frac{V^2}{254 \times (f \pm i)}$$

DONDE:

t= Tiempo de reacción

f= Factor fricción neumático – calzada

i= Pendiente de entrada de la curva vertical (m/m).

V= Velocidad de proyecto

El primer término de esta expresión corresponde a la distancia recorrida durante un término de percepción y reacción, para el cual se recomienda un valor de 2 segundos.

El segundo término considera la distancia recorrida desde la acción del sistema de frenos del vehículo hasta la total inmovilización de éste; los coeficientes de fricción longitudinal recomendados dependen de la velocidad de proyecto

2.1.5.4. DISTANCIA DE ADELANTAMIENTO

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

2.1.5.5. VEHÍCULO TIPO

Las características de los vehículos que circulan por las vías condicionan como es natural, diversos aspectos del diseño geométrico.

El ancho de los vehículos tiene influencia en el ancho de los carriles de la calzada, las bermas y las ramas de intersección.

Las distancias entre ejes y la longitud tienen influencia en el ancho de los canchales separadores de calzada y en la longitud de bermas.

La relación peso potencia de los vehículos pesados tiene influencia en la determinación de la rampa máxima admisible, participa en la determinación de las necesidades de carriles adicionales, etc.

Las velocidades máximas que pueden desarrollar los vehículos livianos, tiene influencia en la elección de la velocidad directriz de la carretera.

Las dimensiones mínimas de los vehículos livianos tienen influencia en la determinación de las distancias mínimas de visibilidad para el frenado y por lo tanto condicionan el diseño vertical.

De acuerdo a las características descritas en el anterior punto, la elección del vehículo tiene marcada importancia en prácticamente todos los elementos de diseño geométrico y mayor o menor gravitación según la naturaleza del elemento a diseñar.

2.1.5.5.1. ELECCIÓN DEL VEHÍCULO TIPO

La elección del vehículo tipo de diseño se debe realizar identificando al más representativo dentro de la corriente de tránsito que circulará dentro del tramo de la carretera, siempre que se asegure que los otros vehículos que exigirán mejores condiciones no sufrirán inconvenientes excesivos.

En otros elementos del proyecto deben utilizarse los parámetros más críticos de los vehículos que circulan o circularán en el futuro.

2.1.5.6. ANCHO DE CALZADA

El derecho de vía es la faja de terreno dentro de la cual se aloja una vía de comunicación y sus servicios auxiliares y cuya anchura provista por la Dirección de Desarrollo Urbano, es de 12 m. Debido a que Canasmoro ya cuenta con casas, y viviendas, la Dirección de Desarrollo Urbano nos dio una anchura de 8 metros de vía, 2 metros a ambos lados de dicha vía y es con la que contamos para realizar dicho diseño.

2.1.6. RADIOS MÍNIMOS EN CURVAS HORIZONTALES

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

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

R_{min}= Radio Mínimo Absoluto (m)

V_p= Velocidad Proyecto (Km/h)

E_{max}= Peralte Máximo correspondiente a la carretera o el Camino (m/m)

F =Coeficiente de fricción transversal máximo correspondiente a V_p.

2.1.7. SOBREENCHO EN CURVAS CIRCULARES

En curvas de radio pequeño y mediano, según sea el tipo de vehículos comerciales que circulan habitualmente por la calle o camino, se deberá ensanchar la calzada con el objetivo de asegurar espacios libres adecuados (huelgas), entre vehículos que se cruzan en calzadas bidireccionales o que se adelantan en calzadas unidireccionales, y entre los vehículos y los bordes de las calzadas. El sobre ancho requerido equivale al aumento del espacio ocupado transversalmente por los vehículos al describir las curvas más las huelgas teóricas adoptadas, (valores medios).

El cálculo detallado del sobreencho en curvas circulares de carreteras y caminos se desarrolló mediante el análisis geométrico de las trayectorias que describen los diferentes vehículos, considerando el ancho de la calzada y las huelgas definitivas.

2.2. DISEÑO ALTIMÉTRICO

El diseño altimétrico es el diseño de la rasante o sub rasante de proyecto, para lo cual es necesario poder determinar las características básicas topográficas como el perfil longitudinal y otras que describimos a continuación.

2.2.1. PERFIL LONGITUDINAL

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

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

Para fines de proyecto, el sentido de las pendientes sucesivas permiten lograr una transición paulatina entre pendientes de distinta magnitud y/o sentido, eliminando el quiebre de la rasante. El adecuado diseño de ellas asegura las distancias de visibilidad requeridas por el proyecto. En todo punto de la carretera debe existir por lo menos la visibilidad de frenado que corresponda a la velocidad de Proyecto del tramo.

El trazado vertical en el alineamiento vertical está controlado principalmente por la:

- Categoría del Camino
- Topografía del Área
- Trazado horizontal y velocidad del proyecto correspondiente
- Distancia de Visibilidad
- Drenaje
- Valores Estéticos y Ambientales
- Costos de construcción

El sistema de cotas del proyecto se referirá en lo posible al nivel medio del mar, para lo cual se enlazaran los puntos de referencia del estudio con los pilares de nivelación del Instituto Geográfico Militar

El perfil longitudinal es graficado en un eje cartesiano bidimensional donde el eje horizontal está representado por progresivas y estacas, el eje vertical por alturas en metros sobre el nivel del mar.

El trazado en perfil longitudinal estará compuesto de una serie de alineaciones rectas (rampas y pendientes) enlazadas entre sí. Tiene por objeto determinar las cotas de puntos a distancias conocidas sobre un trazo, para obtener el perfil de este trazo. El trazo sobre el terreno y las distancias entre los puntos, se marca separadamente de antemano.

2.2.2. DISEÑO DE LA RASANTE O SUB RASANTE

Se considera rasante o sub rasante a los niveles determinados de la vía después de haber realizado el movimiento de tierras; la sub rasante son líneas inclinadas definitivas en el sentido de la superficie de terreno recomendablemente, aunque éstas estén por encima del terreno dando lugar a rellenos y por el contrario dando lugar a cortes.

2.2.2.1. ENLACE DE LA RASANTE O SUB RASANTE.

Los elementos que constituyen el perfil longitudinal de la subrasante, deben enlazarse por medio de las curvas verticales, convexas o cóncavas, de longitud variable. Así, pues, las curvas verticales se emplean para pasar gradualmente de un punto a otro en la que vamos subiendo luego bajamos, denominado cima, y en otro lo cual primero se baja y luego se sube llamado columpio.

Únicamente se proyectara curva vertical cuando la diferencia algebraica entre dos pendientes sea mayor de 0.5%, ya que en los casos de diferencia igual o menor a la indicada, el cambio es tan pequeño que en terreno se pierde durante la construcción.

Existen varios tipos de curvas verticales que detallaremos a continuación:

➤ Por su Vértice:

Convexas

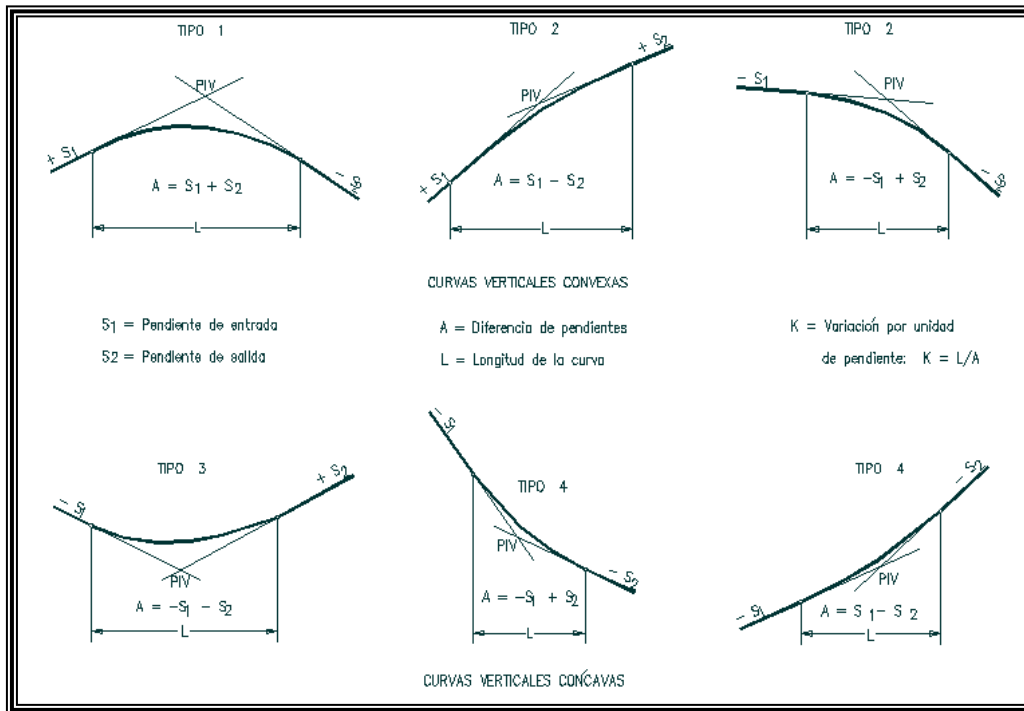
Cóncavas

➤ Por su Simetría:

Simétricas

Asimétricas

GRÁFICO 7 CLASES DE CURVAS VERTICALES



Para fines del proyecto se tomó las curvas verticales en simétricas encima y en columpio.

➤ Ecuaciones utilizadas para el cálculo geométrico:

Cuando $do < L_{min}$

$$L_{min} = \frac{P \times do^2}{2 \times (H + h)^2}$$

Cuando $do > L_{min}$

$$L_{min} = 2 \times do - \frac{2 \times (H + h)^2}{P}$$

DONDE:

$do =$ Distancia de visibilidad para parar.

$H =$ Altura del ojo del conductor en un vehículo liviano de 1.07 m.

$h =$ Altura del chasis del vehículo con respecto del nivel de la calzada de (0.15m).

$P =$ Diferencia algebraica de pendientes en decimal (m/m).

L_{min} = Longitud mínima de la curva vertical (m).

- Para curvas verticales en Columpio.

Cuando $do < L_{min}$
$$L_{min} = \frac{P \times do^2}{2 \times (H + do \times \tan \alpha)}$$

Cuando $do > L_{min}$

$$L_{min} = 2 \times do - \frac{2 \times (H + do \times \tan \alpha)}{P}$$

Para la determinación de los puntos de la parábola en curvas verticales; sus coordenadas son:

$$y = \frac{P \times X^2}{2 \times L}$$

$$X_p = \frac{L \times G_1}{G_1 - G_2}$$

DONDE:

P= Diferencia algebraica de pendientes de (m/m).

L= Longitud de la curva.

X=Distancia para determinar la ordenada (y).

X_p= Punto más bajo de la curva.

G₁= pendiente de entrada.

G₂= Pendiente de salida.

En curvas verticales Asimétricas. Las ordenadas de la curva se determinan con las ecuaciones siguientes:

La deflexión máxima:

$$m = \frac{P \times L_1 \times L_2}{2 \times (L_1 + L_2)}$$

Las ordenadas, se determina de:

$$y_1 = \left(\frac{X_1}{L_1} \right)^2 \times m \qquad y_2 = \left(\frac{X_2}{L_2} \right)^2 \times m$$

DONDE.

X_1 = Distancia de la zona de entrada de la curva vertical.

L_1 = Distancia proyectada entre el PCV y el vértice.

X_2 =cualquier distancia de la zona entrante

2.2.3. MOVIMIENTO DE TIERRA

El movimiento de tierras comprende básicamente el cómputo total de las áreas y volúmenes planialtimétricos a mover en la ejecución del proyecto; para tal efecto se requiere los siguientes parámetros:

Para poder computar los volúmenes es necesario poder conocer las áreas expresadas en m², se dibuja las secciones transversales cada 20 m o estaca definida en escala horizontal igual a la vertical; estas áreas son calculadas por diversos métodos que detallamos a continuación.

- Método del papel milimetrado
- Método de las secciones constantes
- Método del planímetro.
- Método electrónico.

El método utilizado para el proyecto es el electrónico ya que este permite conocer las áreas con mayor exactitud que los demás y es automático en su cálculo, las áreas de las secciones son descritas en los planos respectivos.

2.2.4. CÁLCULO DE VOLÚMENES

Conocidas las áreas entre secciones transversales por medio de cualquier de los procedimientos ya indicados, se determinan los volúmenes de tierras a mover; existen 2 formas de computar volúmenes de movimientos de tierras en una vía, que son:

- Volúmenes en Recta.

➤ Volúmenes en Curva

En el estudio sólo existen rectas por lo que computaremos los volúmenes en rectas, estos volúmenes son calculados por el método del prismoide.

Dentro del cómputo de volúmenes en proyectos definitivos; el que se emplea es el método del promedio de las áreas extremas.

Las caras planas que limitan el sólido geométrico de tierra, cuyo volumen se trata de conocer, son las secciones transversales en los extremos. Las ecuaciones que permiten determinar los volúmenes son:

➤ Caso Corte – Corte.

$$V_C = \frac{(A_{C1} + A_{C2}) \times L}{2}$$

➤ Caso Relleno – Relleno.

$$V_R = \frac{(A_{R1} + A_{R2}) \times L}{2}$$

➤ Caso Relleno – Corte y Relleno – Corte.

$$V_C = \frac{A_C^2 \times L}{2 \times (A_C + A_R)}$$

$$V_R = \frac{A_R^2 \times L}{2 \times (A_C + A_R)}$$

DONDE:

A_R = Área de relleno en m^2 .

A_C = Área de Corte en m^2 .

L = Longitud entre estacas (20m).

V_C = Volumen de Corte m^3 .

V_R = Volumen de relleno en m^3 .

2.2.5. CORRECCIÓN DE VOLUMEN

Los volúmenes ya sea de corte o de relleno se corrigen por expansión y contracción usando coeficientes que dependen del tipo de suelo.

- Se mayor los rellenos multiplicando el factor de expansión o dividiendo el factor de contracción.
- Se minor los cortes dividiendo entre el factor de expansión o multiplicando por el factor de contracción.

2.2.6. DIAGRAMA DE MASAS

El diagrama de masas es el estudio de las cantidades de excavación y de relleno su, compensación y movimiento. La curva masa es un diagrama en el cual las ordenadas representan volúmenes acumulativos de las tercerías y las abscisas del encadenamiento correspondiente, el diagrama de masas se dibuja en el mismo papel donde se dibujó el perfil del terreno y se proyectó la sub rasante.

El diagrama de masas es una representación gráfica de los volúmenes acumulados en el movimiento de tierras para la conformación de una carretera; este diagrama tiene mucha importancia tanto al nivel de diseño donde se puede visualizar la mala o buena compensación que se ha realizado en la ejecución, este diagrama sirve también como un control y planificación de los trabajos de movimiento de tierras.

El diagrama está formado en el eje horizontal y el eje vertical en un punto denominado línea de balance cuya escala debe ser la misma del diseño en planta, el eje horizontal está representado todas las estacas y puntos singulares del trazo geométrico. La escala vertical es una escala volumétrica de los valores y deberá definirse en función a los volúmenes máximos.

2.3. DISEÑO DE LAS INTERSECCIONES

Este es un punto fundamental dentro del diseño geométrico de calles y avenidas; si bien se ha definido en planta las intersecciones, es necesario definir las rasantes de las intersecciones, que básicamente se fundamentan en el criterio de la pendiente principal, es decir, se considera como calle principal la calle que tenga la pendiente mayor, varía la secundaria simulando un proceso de aplanamiento de la calzada en la intersección; en forma gradual, así se logra que el efecto del cambio de pendiente no sea notorio para los conductores.

Los tipos de intersecciones estudiadas son a nivel, y su clasificación es por su ángulo que forman; existen las rectas que forman un ángulo de 90° y las es viajadas que forman un ángulo menor a los 90° ; teniendo estas consideraciones se procedió a realizar los cálculos respectivos del diseño.

Este criterio está definido en la Norma Española, la que dice que la longitud mínima requerida para la intersección es de 20 metros; en el proyecto se resolvió las intersecciones tomando como calle principal la Avenida ya que las intersecciones con todos los accesos son intersecciones en T.

2.4. DISEÑO DEL PAQUETE ESTRUCTURAL

Para el diseño del paquete estructural se realizó primeramente el estudio de suelos de 5 puntos de la zona de proyecto, estos puntos tiene una separación de 500 metros sobre la avenida principal de Canasmoro, se tiene un punto de estudio sobre un acceso y el otro punto de estudio se realizó en un banco de materiales

2.4.1. ESTUDIO DE SUELOS

2.4.1.1. GRANULOMETRÍA

El Análisis Granulométrico en la ingeniería práctica un método común para mostrar gráficamente las característica textuales de un suelo es por medio de una curva de distribución del tamaño de partículas. Para determinar el tamaño y distribución de las partículas del suelo, se tienen dos métodos:

- * Método Mecánico o Tamiz para gravar y arenas.

- * Método Húmedo o Método del Hidrómetro utilizando la Ley de Estoques para materiales finos, como linos y arcillas.

Nosotros realizamos el método mecánico.

Este método llamado Método Mecánico o Tamiz para gravar y arenas, es más utilizado para muestra de suelos más grueso ya que el equipo que se utiliza son los tamices.

Se puede hacer fácilmente un análisis mecánico para la determinación de la distribución de los tamaños de los gránulos de los materiales gruesos, pasando una muestra a través de un juego de cernidores y pesando las cantidades retenidas en cada tamiz o cernidor.

Tamaño Patrón de Tamices.- Los tamices son hechos de malla de alambre forjado con aberturas rectangulares que varían en tamaños desde 101.6mm (4") en la serie más gruesa y hasta el número 400 (0.038 mm) en la serie correspondiente al suelo fino.

Los tamices se clasifican por su diferente diámetro de las mallas, para su mejor funcionamiento de los tamices se utiliza el vibrador, es un instrumento mecánico que ayuda por medio de vibraciones a facilitar el trabajo de separar las partículas del suelo según su tamaño.

La malla más fina que es practicable es la conocida como la N° 200, con agujeros de 0.08mm. Si la muestra que se va analizar contiene una proporción grande de gránulos menores de este diámetro, el material es más fino deberá estar estudiado por otros métodos.

A continuación daremos una pequeña clasificación del diámetro de las mallas de los tamices.

CLASIFICACIÓN DE LAS MALLAS DE LOS TAMICES

Tamices	tamaño de Malla
2"	50.80 mm.
1 1/2"	38.10 mm.
1"	25.40 mm.
3/4"	19.05 mm.
1/2	12.70 mm.
3/8"	9.520 mm.
N° 4	4.75 mm.
N° 8	2.36 mm.
N° 10	2.00 mm.
N° 16	1.18 mm.
N° 30	0.60 mm.

N° 40	0.425mm.
N° 50	0.30 mm.
N° 100	0.15 mm.
N° 200	0.08 mm.

Los resultados del análisis del tamaño de los gránulos son generalmente expresados por una gráfica, en la cual se muestra el peso del agregado, en porcentaje del peso total, de todos los gránulos pequeños que el diámetro dado. Una escala logarítmica de diámetros brinda la mejor representación de la distribución de los tamaños.

PROCEDIMIENTO

- Cuartear la bandeja con la muestra para poder pesarla y así obtener el peso requerido.
- Una vez obtenido el peso procedimos a tamizar manualmente esta muestra con el tamiz N° 4 el cual nos dio una muestra fina y una muestra gruesa
- Después de haber obtenido los pesos de las muestras separadas por el tamiz N°4 Procedimos a Tamizar la muestra gruesa con ayuda del vibrador durante 10 minutos aproximadamente, una vez separadas las partículas procedimos a pesar cada una de ellas.
- También procedimos a pesar la separación de las partículas finas hasta poder saber el peso de las partículas más finas que se la realiza a través del tamiz N° 200.
- Después de haber obtenido los datos de las dos muestras procedemos a realizar los cálculos respectivos para poder así realizar nuestra gráfica y de esta manera poder clasificar nuestro suelo.
- Obteniendo la gráfica de las partículas de suelo podemos clasificar el mismo por el tamaño de las partículas ayudándonos con la gráfica.

2.4.1.2. LÍMITES DE ATERBERG

Las arcillas y los suelos de grano fino afines, se les puede dar consistencia semilíquida mezclándolos con agua.

Cuando este contenido de humedad se reduce por evaporación y volvemos a mezclar la muestra, obtenemos un material plástico o como masilla. Si el contenido de humedad se

reduce más, el material se hace semisólido y se rompe o desmigaja cuando se deforma. El campo dentro del cual el suelo tiene consistencia plástica se llama estado plástico.

Por consistencia se entiende el grado de cohesión de las partículas de un suelo y su resistencia a aquellas fuerzas exteriores que tienden a deformar o destruir su estructura.

Los límites de consistencia de un suelo, están representados por contenidos de humedad. Los principales se conocen con los nombres de: límite líquido, límite plástico y límites de contracción.

Límite líquido.-Es el límite entre los estados líquido y plástico de un suelo.

Límite plástico.-Es el límite entre los estados plástico y semisólido.

Límite de contracción.-Es el límite entre los estados semisólidos y sólidos.

Para este proyecto se realizó el cálculo de los límites líquido y plástico.

PROCEDIMIENTO LÍMITE LÍQUIDO

El método empleado para la determinación del límite líquido por medio del aparato estándar consiste en lo siguiente:

- Se toma unos 50 gramos de suelo que pasa el tamiz N°40 y se lo mezcla con agua destilada en la escudilla, removiendo y amasado continuamente, por medio de una espátula, hasta obtener una masa pastosa.
- Se coloca la masa pastosa en el platillo metálico y se divide la masa de suelo en dos partes en la forma indicada, haciendo uso del cortador.
- Una vez cortada la muestra, se hace caer repetidas veces el platillo de bronce, moviendo la manivela del aparato de Casa Grande (La altura de caída es de un centímetro). Si las dos partes en que se dividió la muestra, se unen a los 25 golpes, se toma un pedazo de dicha muestra y se determina su contenido de humedad. Este será el límite líquido de del suelo.
- Si las dos porciones en las que se dividió la muestra se unen antes y después de los 25 golpes, se van determinando los contenidos de humedad para cada uno de estos estados, indicando siempre el respectivo número de golpes.

Para la determinación de límite líquido, se tomará el contenido de humedad correspondiente a 25 golpes.

PROCEDIMIENTO LIMITE PLÁSTICO

Por plasticidad se entiende la propiedad que tiene el suelo de deformarse sin romperse.

El límite plástico (L_p), es el contenido de humedad que tiene un suelo en el momento de pasar del estado plástico al semisólido.

Se ha convenido que esta humedad sea la que permita amasar un suelo a mano, en rollitos de 3 milímetros ($1/8''$) de diámetro, aproximadamente, sin que presente signo de ruptura.

El límite plástico, L_p , está definido por la ASCE como el contenido de humedad que tiene un suelo, cuando empieza a resquebrajarse al amasarlo en rodillos de $1/8''$ de diámetro (3 mm.) aproximadamente.

Las arenas no tienen plasticidad. Los limos la tienen, pero muy poca, en cambio, las arcillas, y sobre todo aquellas ricas en materia coloidal, son muy plásticas.

Si se construyen terraplenes o sub – bases, deberá evitarse compactar el material cuando su contenido de humedad sea igual o mayor a su límite plástico.

ÍNDICE DE PLASTICIDAD.-

Se ha generalizado mucho el índice de plasticidad (I_p), que no es sino el valor numérico de la diferencia entre el límite líquido y el límite plástico. O sea:

$$I_p = L_l - L_p$$

Un índice de plasticidad elevado, indica mayor plasticidad. Cuando un material no tiene plasticidad (arena por ejemplo), se considera el índice de plasticidad como cero y se indica: $I_p = NP$ (No plástico).

ÍNDICE DE GRUPO.-

Aquellos suelos que tienen un comportamiento similar se hallan dentro de un mismo grupo, y están determinados por un determinado índice. La clasificación de un suelo de un determinado grupo se basa en su límite líquido, grado de plasticidad y porcentaje de material fino que pasa el tamiz N° 200.

Los índices de grupos de los suelos granulares están generalmente comprendidos entre 0 y 4; los correspondientes a los suelos limosos entre 8 y 12; y los suelos arcillosos, entre 11 y 20 o más. Cuando se indica un índice de grupo hay que colocarlo entre paréntesis. Así por ejemplo, A-2-4(1), que querrá decir un suelo A-2-4, cuyo índice de grupo es 1.

El índice de grupo puede determinarse mediante la siguiente fórmula:

$$\text{ÍNDICE DE GRUPO} = IG$$

$$IG = (F - 35) \cdot [0,2 + 0,005 \cdot (Ll - 40)] + 0,01 \cdot (F - 15) \cdot (Ip - 10)$$

Dónde:

F = Porcentaje que pasa el tamiz N°200.

Ll = Limite líquido.

Ip = Índice de plasticidad.

También se puede calcular el tipo de suelos con la siguiente fórmula que se asemeja o es similar, pero se trabaja con otro tipo de datos; esta fórmula se mostrará a continuación:

$$IG = 0,2 \cdot a + 0,005 \cdot a \cdot c + 0,01 \cdot d \cdot b.$$

Dónde:

A = P200 - 35 (Si es negativo (-) es igual a cero)

B = P200 - 15 (Si es negativo (-) es igual a cero)

C = Ll - 40 (Si es negativo (-) es igual a cero)

D = Ip - 10 (Si es negativo (-) es igual a cero)

El índice de grupo es muy importante para la determinación de un suelo por el método ASSHTO, para la clasificación de suelos de carreteras.

2.4.1.3. ESTUDIO DE COMPACTACIÓN

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

Los métodos usados para la compactación de los suelos dependen del tipo de los materiales con los que se trabaje en este caso; con base en un experimento sencillo los materiales puramente friccionan té, como la arena, se compacta eficientemente por métodos vibratorios, en tanto que en los suelos plásticos el procedimiento de cargas estáticas resulta el más ventajoso.

La compactación máxima se obtiene para un cierto contenido de humedad conocido como contenido óptimo de humedad, mientras que el procedimiento utilizado para mantener,

durante la compactación, la humedad del terraplén cerca de la óptima, se conoce como control de humedad.

En la práctica, estas características se reflejan en los equipos disponibles para el trabajo, tales como plataformas vibratorias, rodillos lisos, neumáticos o “pata de cabra”. En las últimas épocas los equipos del campo han tenido gran desarrollo y hoy existen en gran variedad de sistemas o pesos, de manera de que el ingeniero tiene posibilidad de elegir entre muchos, los implementos adecuados a cada caso particular.

Actualmente existen muchos métodos para reproducir, al menos teóricamente, en el laboratorio unas condiciones dadas de compactación de campo. Todos ellos pensados para estudiar, además, los distintos factores que gobiernan la compactación de suelos. Históricamente, el primer método, en el sentido de la técnica actual, es el debido a R. R. Proctor 1 y es conocido hoy en día como Prueba Proctor Estándar o A.A.S.H.O. (American Association of State Highway Officials) Estándar.

La prueba consiste en tres capas, dentro de un molde de dimensiones y forma específicas, por medio de golpes de un pisón, también especificado, que se dejan caer libremente desde una altura prefijada.

El molde es un cilindro de 0.94 l de capacidad aproximada ($1/30 \text{ pies}^3$) de 10.2 cm (4 pulgadas) de diámetro y 11.7 cm (4.59 pulgadas) de altura, provistos de una extensión desmontable de igual diámetro y 5 cm. (2 pulgadas) de altura.

El pisón de 4.5 kg. (10 libras) de peso y consta de un vástago en cuyo extremo inferior hay un cilindro metálico de 5 cm (2 pulgadas) de diámetro. Los golpes se aplican dejando caer el pisón desde una altura de 45.72 cm (18 pulgadas).

Dentro del molde el suelo debe colocarse en 5 capas que se compactan dando 56 golpes, repartidos en el área del cilindro, a cada uno de ellas.

Realizamos tres ensayos para obtener sus tres puntos con los cuales posteriormente se utilizarán para dibujar la curva de compactación procurando que uno de los puntos se encuentren en zona seca, uno cerca del punto de densidad máxima y el otro en la zona húmeda.

Los pasos que se siguen para obtener los puntos para la gráfica son:

- Determinar la cantidad de agua que se debe colocar a la muestra para realizar la compactación.
- Pesarse el molde vacío más la base sin collarín y registrar este peso que nos servirá para posteriormente realizar los cálculos.
- Para nuestro primer ensayo trabajamos con un poco de humedad y en los sucesivos ensayos fuimos aumentando la humedad, esto se logró aumentando poco a poco agua a la muestra.
- Mezclamos bien el material, hasta que se encuentre totalmente homogéneo, con un poco de agua y lo colocamos en el molde tratando de que este a 1/5 de la base para que se pueda hacer caber las cinco capas que deberán ir compactadas en el molde.
- Luego para cada capa damos 56 golpes con el martillo el que nos servirá de instrumento compactador, estos golpes deben cubrir toda la superficie del molde, por lo que se fue posicionando el martillo en forma de espiral hasta llegar al centro y se debe tratar en lo posible que el martillo se encuentre lo más vertical posible, para evitar el rozamiento del con las paredes del mismo.
- Este procedimiento se realizará hasta completar las cinco capas especificadas para esta prueba.
- Una vez terminada la compactación quitamos el collar y enrazamos el material compactado con la regla metálica en el borde superior del molde.
- Realizado el enrase se procede a pesar el molde sin el collarín, una vez pesado el molde con la muestra compactada se extrae con la ayuda del gato hidráulico la muestra compactada.
- Se extraerá una parte de suelo compactado, justo de la parte media del mismo, para determinar el contenido de humedad.
- Esta porción de suelo se la pesa colocada en una tara o cápsula y se la introduce en el horno durante 24 horas para su secado y posterior pesado una vez que ya no posea humedad sacándola del horno.
- Se procederá a realizar otra probeta, aumentando agua para darle al suelo mayor humedad y así obtener los puntos requeridos para la gráfica.

- Este procedimiento ya mencionado se lo realiza 3 veces para poder hacer la gráfica de compactación.

2.4.1.4. ESTUDIO DE CBR

En la presente practica la cual se denomina “Ensayo de la Relación de Soporte de California (CBR)”. Este se expresa 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.

Para diferentes valores de CBR y cargas por rueda o por eje, se han determinado los respectivos espesores de pavimentos, en base a datos experimentales. Los diferentes organismos viales y técnicos, han elaborado curvas para la determinación de espesores de pavimentos flexibles, en función CBR.

El ensayo de CBR (la ASTM denominada el ensayo simplemente un ensayo de relación de soporte) 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. De paso, es interesante comentar que el experimento puede hacerse en el terreno o en el suelo compactado, pero este aspecto se encuentra fuera del objetivo del presente manual de laboratorio.

PROCEDIMIENTO

En esta práctica el procedimiento realizado fue el siguiente:

- Extrajimos una cantidad determinada de agua para poder empezar a realizar la practica una vez obtenido la muestra de suelo procedimos a mezclarla con agua hasta poder obtener una humedad optima la cual ya fue calculada en la práctica anterior que fue la de compactación T-180.

- Una vez obtenida la mezcla de la muestra de suelo uniformemente con el agua, antes de proceder a la compactación se procedió a pesar el molde sin su base ni collar para poder así tener una mejor ayuda al realizar los cálculos ya que con este dato se nos hace más fácil la determinación del peso húmedo y del peso sólido.
- Una vez obtenido el peso del molde y la muestra del suelo en su humedad óptima se procedió a la compactación antes de poner la muestra de suelo en el molde se puso unas pesas para la sobre carga y encima de esta se colocó un papel de periódico previamente recortado, una vez instado se procedió a la compactación del suelo que fue de 56 golpes en 5 capas.
- Una vez obtenido el suelo compactado se procedió a enrasar para que así quede en hasta nivelarla en el molde.
- Una vez enrasado el suelo compactado nuevamente se procedió a pesarlo quitándole el collar y su base para así poder determinar el peso unitario total del suelo.
- Luego procedimos a dar la vuelta del molde y colocamos el collar y la base para luego colocar el aparato que nos ayudaría a poder medir el hinchamiento del suelo saturado, marcamos en el molde señales para que cuando midamos el hinchamiento no varíe en nada la posición del molde.
- Luego de marcar el molde con el suelo compactado este se procedió a llevarlo a un estante con agua el cual quedaba saturado y es importante mencionar los pesos que se puso para poder simular la presión de sobre carga requerida.
- Después de introducida en el agua procedimos a obtener los datos de hinchamiento los dos días.
- Una vez obtenido nuestro suelo saturado se procedió a sacarlo del agua y se dejó escurriendo una media hora para un escarmento favorable.
- Luego de esa media hora se procedió al rompimiento para esto se utilizó el aparato del C.B.R. las lecturas se realizaron cada 0.025, 0.050, 0.075, 0.1, 0.2, 0.3, 0.4, 0.5 minutos.

2.4.2. DISEÑO DE ALTERNATIVAS DE PAVIMENTO

Para el siguiente proyecto se diseñó la capa de rodadura con pavimento flexible debido a las siguientes consideraciones nombradas:

- La baja cantidad de tráfico en la zona de proyecto hacen ver de forma innecesaria el uso de pavimento rígido
- La diferencia de costos entre el pavimento rígido y el pavimento flexible, notando que el costo menor es con pavimento flexible.
- La poca presencia de cargas significativas en el tráfico, es decir la baja circulación de vehículos pesados

Por todos los aspectos nombrados anteriormente vemos que la mejor capa de rodadura sería el pavimento flexible ya que es la mejor opción técnica y económica.

2.4.2.1. PAVIMENTO FLEXIBLE

Para el diseño del pavimento flexible se usó el método de la AASHTO 1997, es el cual nos recomienda los manuales de la ABC. El objetivo de este concepto, está basado en que las capas granulares no tratadas, deben de estar perfectamente protegidas de presiones verticales excesivas, que lleguen a producir deformaciones permanentes

Para el método AASHTO la fórmula de diseño es:

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

En donde:

W18=Número de cargas de ejes simples equivalentes de 18 kip (80 KN) calculadas conforme al transito

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

SO = Desviación estándar de todas las variables.

TABLA 4 CONFIABILIDAD RECOMENDADA POR LA AASHTO

CONFIABILIDAD RECOMENDADA POR AASHTO(S _o)		
CLASIFICACION FUNCIONAL	URBANO	RURAL
Autopistas	85% - 99%	80% - 99%
Arterias Principales	80% - 99%	75% - 99%
Colectoras	80% - 95%	75% - 95%
Locales	50% - 80%	50% - 80%

ADOPTAREMOS UNA CONFIABILIDAD DEL 80%

Δ PSI = Perdida de serviciabilidad

Mr. = Modulo de resiliencia de la subrazante

SN = Numero Estructural

Las variables que se tienen que considerar en este método, serán las siguientes:

2.4.2.1.1. VARIABLES EN FUNCIÓN DEL TIEMPO

Existen dos variables que deben tomarse en cuenta y son:

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 comiencen a alterar desproporcionadamente.

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

2.4.2.1.2. VARIABLES EN FUNCIÓN DEL TRANSITO

Esta variable es el número de repeticiones de ejes equivalentes de 18 kip (80kN), son el número acumulado de ESALS que se espera que el pavimento pueda soportar en un periodo inicial de desempeño (El tiempo desde su apertura al tráfico hasta su rehabilitación mayor). Definiremos algunas variables que nos ayudaran a definir:

2.4.2.1.2.1. CONVERSIÓN DE LOS VEHÍCULOS A ESAL/VEHÍCULO

Las varias cargas que actúan sobre un pavimento producirán diferentes esfuerzos y fallas. Además distintos tipos y espesores de pavimentos responden de manera diferente a una misma carga. Por lo tanto el transito es transformado a un número equivalente de cargas de 18 Kip que producirá las mismas fallas que el transito verdadero. Para transformar cada tipo de carga que actúa sobre el pavimento se determinara el Factor de Equivalencia de Carga LEF (Load Equivalent Factor)

Factor Equivalente de Carga por Eje

Este factor relaciona la pérdida de serviciabilidad causada por la carga de un tipo de eje con la producida por el eje 18 Kip (80 KN).

$$LEF = \frac{N^{\circ} \text{ de ejes de } 80 \text{ KN (ESALS) que producen una perdida de Serviciabilidad}}{N^{\circ} \text{ de ejes de } x \text{ KN que producen una perdida de Serviciabilidad}}$$

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

TABLA 5 SUGERENCIA DE ESPESORES DE CAPAS SEGÚN ESAL'S

Número de ESAL's	Capas Asfálticas	Base Granular
Menos de 50,000	3.0 cm	10 cm
50,000 - 150,000	5.0 cm	10 cm
150,000 - 500,000	6.5 cm	10 cm
500,000 - 2,000,000	7.5 cm	15 cm
2,000,000 - 7,000,000	9.0 cm	15 cm
Más de 7,000,000	10.0 cm	15 cm

Fuente.-Manual Centroamericano para Diseño de Pavimentos

2.4.2.1.3. 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

2.4.2.1.4. CRITERIOS PARA DETERMINAR LA SERVICIABILIDAD

La serviciabilidad de una estructura de pavimento, es la capacidad que tiene este 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 una medida de la suavidad del pavimento o facilidad de conducción inmediatamente después de la construcción, y la serviciabilidad final o terminal (P_t) va en función de la categoría del camino, clasificación del pavimento, el volumen de tráfico, la ubicación, y se adopta en base al criterio del diseñador; los valores que se recomiendan por experiencia son:

Serviciabilidad inicial

$P_o = 4.2$ para pavimentos flexibles

Serviciabilidad final

$P_t = 2.0$ para pavimentos flexibles

El conjunto total de las variaciones estándar: (S_o), toma en cuenta todos los errores o variabilidad asociada con los datos de diseño y construcción, incluyendo la variabilidad en las propiedades de materiales, propiedades del suelo de fundación, estimación de tráfico, condiciones climáticas y calidad de construcción, se recomienda utilizar los valores comprendidos dentro de los intervalos siguientes:

Para pavimentos flexibles 0.4 - 0.5

En construcción nueva 0.35 - 0.40

En sobre capas 0.50

2.4.2.1.5. DETERMINACIÓN DE ESPESORES

En los pavimentos de mezclas asfálticas por medio de la fórmula de diseño se obtiene el numero 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 de carga transitado.

En la siguiente figura del ábaco por medio del cual se obtiene el numero estructural.

GRÁFICO 8 NUMERO ESTRUCTURAL

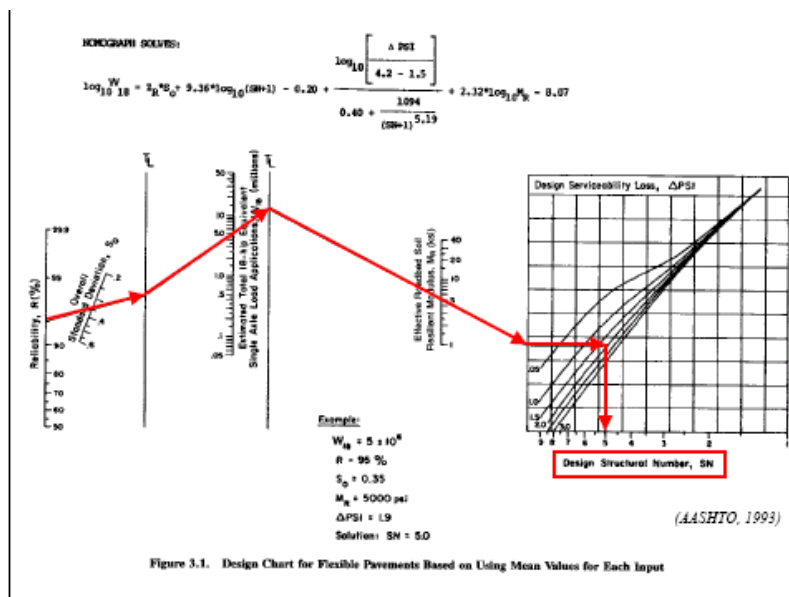


Figure 3.1. Design Chart for Flexible Pavements Based on Using Mean Values for Each Input

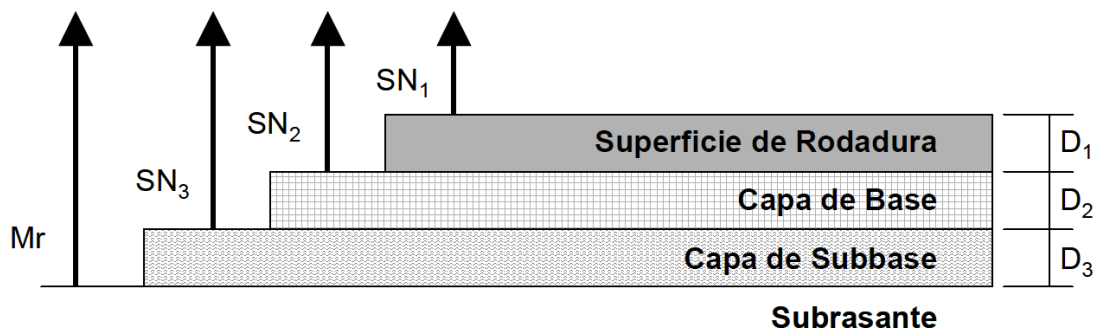
La fórmula general que relaciona el número estructural (SN) con los espesores de capa siguiente:

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

En donde:

- a_1, a_2, a_3 son los coeficientes estructurales o de capa, de la superficie de rodadura, base y sub base respectivamente.
- m_2, m_3 , son los coeficientes de drenaje para base y sub base
- D_1, D_2, D_3 son los espesores de capa en pulgadas para la superficie de rodadura, base y sub base.

GRÁFICO 9 PROCEDIMIENTO PARA DETERMINAR EL ESPESOR



Fuente: Guía para diseño de estructuras de pavimentos, AASHTO, 1,993

A continuación tenemos el cálculo de espesores de nuestro paquete estructural que servirá para toda nuestra avenida y los accesos ya que se diseñará con el CBR menor de las muestras de estudio.

MÓDULO RESILIENTE DEL SUELO NATURAL DE LA CARRETERA

El módulo resiliente (MR), es la propiedad del material usado para representar las características de soporte del suelo natural en el diseño de pavimentos flexibles. En términos generales, es una medida de la deformación del suelo en respuesta a aplicaciones (cíclicas) de cargas mucho menores que las cargas de falla.

El proceso de diseño de AASHTO, requiere la introducción del módulo resiliente efectivo del suelo de la carretera (subrasante). Este módulo resiliente efectivo es una medida que representa el efectivo combinado de todos los valores de módulos estacionarios en un tipo de media ponderada.

A continuación determinaremos el número estructural del Abaco correspondiente. Previamente definiremos los parámetros

ZR= Es el valor de Z (área bajo la curva de distribución) correspondiente a la curva estandarizada para una confiabilidad R = (80 %)

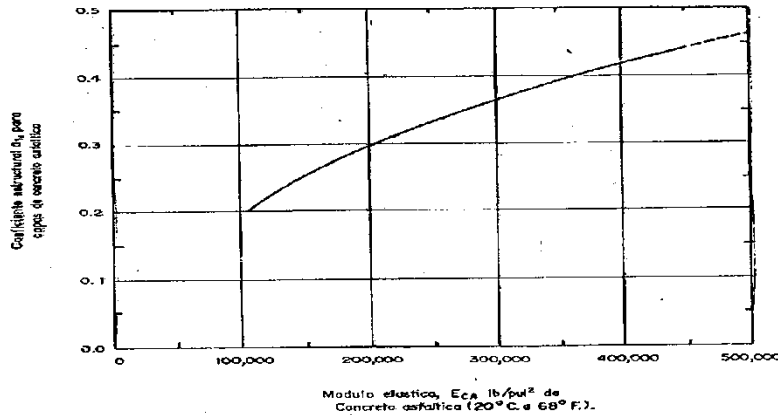
SO = Desviación estándar de todas las variables. (0.45)

ΔPSI = Pérdida de serviciabilidad (2.0)

M_r = Módulo de resiliencia de la subrazante (33450)

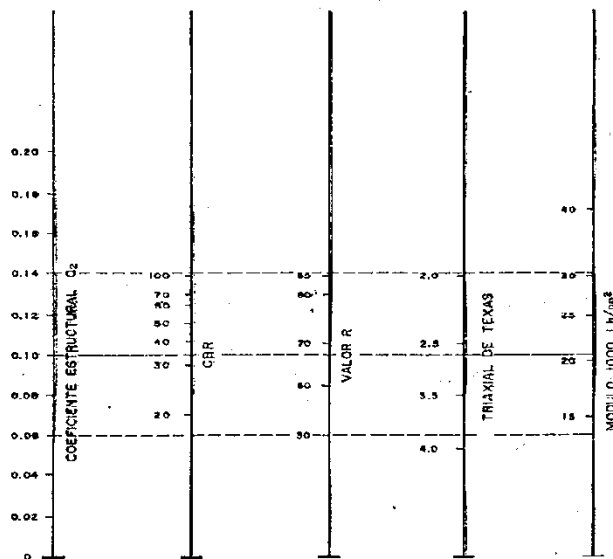
Para este definiremos los coeficientes estructurales del paquete estructural en función de la calidad de los materiales que forman cada capa, para la capa de rodadura tenemos el a_1

GRÁFICO 10 COEFICIENTE ESTRUCTURAL A_1 MÓDULO RESILIENTE DEL CONCRETO ASFALTICO



CUADRO PARA ESTIMAR EL COEFICIENTE ESTRUCTURAL a_1 EN FUNCIÓN DEL MÓDULO RESILIENTE DEL CONCRETO ASFALTICO

GRÁFICO 11 VARIACIÓN DEL COEFICIENTE A_2 PARA RESISTENCIA DE LA CAPA BASE GRANULAR



VARIACION DEL COEFICIENTE a_2 CON DIFERENTES PARAMETROS DE RESISTENCIA DE LA BASE GRANULAR

ESPECIFICACIONES TÉCNICAS PARA UNA CAPA BASE GRANULAR

TABLA 6 GRANULOMETRÍA PARA CAPA BASE

TAMIZ	DESIGNACIÓN DEL PORCENTAJE QUE PASA EN PESO
1"	100
3/4"	80 - 100
1/2"	60 - 90
Nº4	35 - 55
Nº20	11 - 42
Nº40	7 - 30
Nº100	2 - 10
Nº200	0 - 8

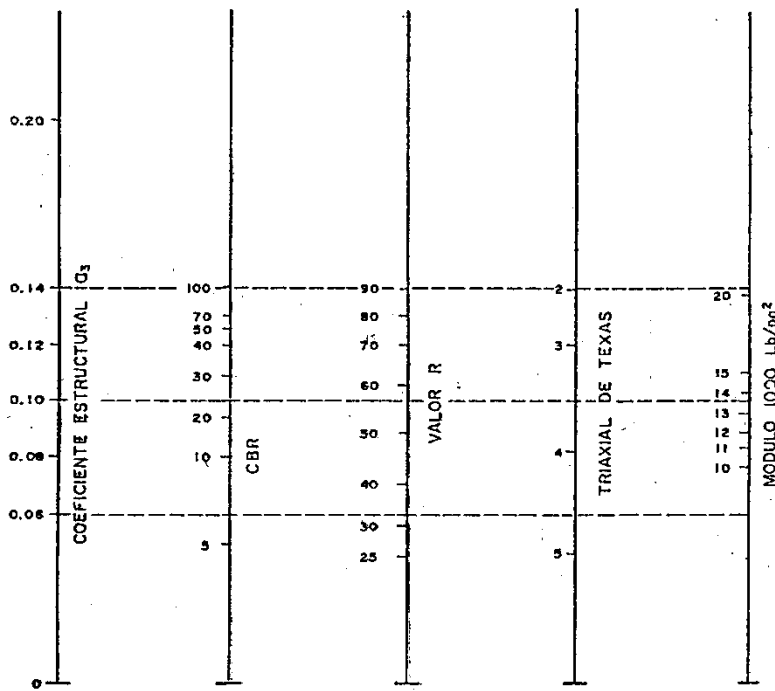
Los porcentajes arriba indicados serán obtenidos de una corrección adecuada antes de la ejecución del siguiente proyecto.

TABLA 7 ESPECIFICACIONES TÉCNICAS DE ESTUDIO DE SUELOS PARA UNA CAPA BASE GRANULAR

Límite Líquido	T - 89	Max. 25 %
Índice de Plasticidad	T - 90	Max. 5 %
Equivalente de arena	T - 176	Min. 25%
Pérdida de abrasión Los Ángeles	T - 96	Max. 40%
Valor C.B.R. a la máxima densidad de compactación	T - 180	Min. 80 %

No menos del 80% en peso de las partículas retenidas en el tamiz nº4 deberá tener por lo menos una cara fracturada

GRÁFICO 12 VARIACIÓN DEL COEFICIENTE a_3 PARA RESISTENCIA DE LA CAPA SÚBASE



VARIACION DEL COEFICIENTE a_3 CON DIFERENTES PARAMETROS DE RESISTENCIA DE LA SUBBASE

A continuación tenemos que definir los parámetros de drenaje de las capas base y subbase de nuestro paquete estructural

TABLA 8 CALIFICACIÓN DE DRENAJE

Tiempos de drenaje para capas granulares

Calidad del Drenaje	50% saturación	85% saturación
Excelente	2 horas	2 horas
Bueno	1 día	2 a 5 horas
Regular	1 semana	5 a 10 horas
Pobre	1 mes	de 10 a 15 horas
Muy pobre	El agua no drena	mayor de 15 horas

Fuente: Guía para Diseño de Pavimentos, AASHTO 1,993

TABLA 9 COEFICIENTES DE DRENAJE PARA PAVIMENTOS FLEXIBLES

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 Diseño de Pavimentos, AASHTO 1,993

2.5. SEÑALIZACIÓN

La señalización es otro parámetro dentro de la ingeniería de tráfico cuyo objetivo es coadyuvar en el mejoramiento de la circulación vehicular y garantizar que esta tenga mejores condiciones de seguridad.

Los dispositivos para regular el tráfico son los medios físicos que se emplean para indicar detalladamente a los usuarios de las vías públicas la forma correcta y segura de transitar por ellas a fin de evitar accidentes y demoras innecesarias. Entre las funciones de estos dispositivos se encuentran prevenir a conductores y peatones sobre peligros existentes y guiarlos en su recorrido por las vías; divulgar oportunamente disposiciones de las leyes y reglamentos de tráfico, así como dar a conocer restricciones específicas que se impongan a la circulación en una vía o en parte de la misma; y asignar alternativamente el derecho de paso a distintas corrientes vehiculares.

Los dispositivos que se usan para regular la circulación son las llamadas señales de tránsito, las marcas en las vías y sus inmediaciones, los semáforos y otros más.

2.5.1. TIPOS DE SEÑALES

Para un mejor estudio de la señalización, las normas han dividido la señalización en 2 sub grupos que son:

- a) Señales Horizontales
- b) Señales Verticales

2.5.1.1. SEÑALIZACIÓN HORIZONTAL

Las señales horizontales son aquellas cuyo propósito es coadyuvar a que la circulación peatonal y vehicular este mejor regulada y conjuntamente con las señales verticales apoyar a los usuarios conductores y peatones a tener una circulación con seguridad y confort. Se ha establecido diversos tipos, de señales de los cuales anotaremos los más importantes:

↳ Líneas separadoras de carril

Línea segmentada de color blanco cuyo espesor es de 10 cm. a 15 cm. y longitud de 3 a 5 m. pero normalmente hay una relación entre la separación sobre la señal es igual a 0.60.

A mayor velocidad mayor separación en la señal.

La señal blanca permite la circulación sobre la señal o cruzar sobre la señal.



↳ Líneas separadoras de calzada

La señal amarilla cuyo espesor es de 10 cm. a 15 cm. y son líneas continuas, es restrictivo no permite cruzar de un carril a otro.

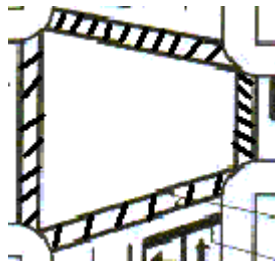


↳ Líneas separadoras de sentido.

Líneas separadoras de sentido y cuyo espesor es de 10 cm. a 15 cm. La señal es de color blanco continua .

↳ Cruce peatonal

Más conocidos como líneas de cebras, estas son de color blanco y el ancho es de 0.30 a 0.50 m.



↳ Línea de parada

Se ubica en la confluencia de las tangentes de los ochaves son de color blanco y su espesor es de 0.30 a 0.40 m.



↳ Flechas direcciones

Se ubica en la confluencia de las tangentes de los ochaves son de color blanco y su espesor es de 0.30 a 0.40 m. Indica la dirección de flujo que cualquier vehículo puede adoptar o las direcciones de flujo permitido



↳ Áreas de estacionamiento

Son señales colocadas en lugares donde es permitido el estacionamiento, son líneas de color amarillo, parecidas a las líneas de cebras, y también tienen un determinado ángulo de inclinación.

↳ Isletas deflectoras

Todas las señales anteriormente mencionadas deben cumplir las siguientes especificaciones técnicas:

ESPECIFICACIONES.- Se debe cumplir con las siguientes especificaciones:

- La pintura debe ser reflectora vial.
- La pintura debe tener micro esferas de vidrio.
- La pintura debe ser premix o postmix.

PREMIX.- Son micro esferas, su dosificación es a razón de 390 gr / l.

POSTMIX.- Después que se coloca la señal se hace el rociado de micro esferas, su dosificación es de 360 gr / l.

La pintura tiene la siguiente duración:

- en frio 8 - 12 meses
- en caliente 3 a 5 años

2.5.1.2. SEÑALIZACIÓN VERTICAL

Dentro de las señales verticales tenemos 3 tipos de señalización, que indicaremos a continuación:

2.5.1.2.1. SEÑALIZACIÓN RESTRICATIVAS

Las *señales restrictivas*, identificadas con el código SR, tienen *como función* expresar en la carretera o calle alguna fase del Reglamento de Tránsito, para su cumplimiento por parte del usuario. En general, tienden a restringir algún movimiento del mismo, recordándole la existencia de alguna prohibición o limitación reglamentada. Infringir las indicaciones de una señal restrictiva acarreará las sanciones previstas por las autoridades de tránsito.

Las señales restrictivas de acuerdo a su uso se clasifican en los siguientes grupos:

De derecho de paso o de vía.

De inspección.

De velocidad máxima o mínima.

De movimientos o circulación.

De mandato por restricciones y prohibiciones.

De estacionamiento.

El tablero de las señales restrictivas será de forma *cuadrada* con las esquinas redondeadas, excepto las señales de "ALTO", que tendrá forma *octagonal*, y "CEDA EL PASO", que tendrá forma de un *triángulo equilátero* con uno de sus vértices hacia abajo. Las señales

que requieran una explicación complementaria, además del símbolo llevarán un tablero adicional de forma *rectangular* con las esquinas redondeadas, colocado en su parte inferior formando un conjunto.

El color del fondo de las señales restrictivas será *blanco* en acabado reflejante o mate. El anillo y la franja diagonal en *rojo*, y el símbolo, letras y filete en *negro*, excepto las señales de "ALTO" y "CEDA EL PASO". La señal de "ALTO" llevará fondo *rojo* con letras y filete en *blanco*. La señal de "CEDA EL PASO" llevará fondo *blanco*, con letras en *negro* y *franja* perimetral en *rojo*.

La figura 1 y la tabla 1 ilustran los diferentes tipos de señales restrictivas.

La ubicación *longitudinal* de las señales restrictivas será en el punto mismo donde existe la restricción o prohibición. En sentido *lateral* las señales se fijarán en uno o dos postes colocados a un lado del acotamiento en carreteras y sobre la banqueta en calles, a las distancias y alturas que se especifican en la figura 2.

TIPO DE SEÑAL.- Se puede realizar de dos maneras que son:

FUNDIDO EN FRIO.- Pintado a presión con pintura reflectora.

EN CALIENTE.- Fundida la señal a temperaturas altas en hornos, sólo se funde la señal y el fondo, el contorno es un adhesivo

Las dimensiones de la señal octogonal son de 0,75m. x 0,75m.



Las dimensiones de la señal triángulo equilátero es de 0,60m. x 0,60 m.

Vistas transversales de señales restrictivas:

GRÁFICO 13 SEÑALES RESTRICTIVAS



fig. 1

Tabla 1 Significado de las señales restrictivas

- SR-6 Alto
- SR-7 Ceda el paso.
- SR-8 Inspección.
- SR-9 Velocidad máxima permitida.
- SR-10 Vuelta continúa hacia la derecha.
- SR-11 Circulación.
- SR-11A Circulación.
- SR-12 Sólo vuelta hacia la izquierda.
- SR-13 Conserve su derecha
- SR-14 Doble circulación
- SR-15 Altura libre máxima
- SR-16 Anchura máxima
- SR-17 Peso restringido
- SR-18 Prohibido rebasar
- SR-19 Parada prohibida

- SR-20 No parar
- SR-21 Estacionamiento permitido en un corto periodo
- SR-22 Prohibido estacionarse
- SR-23 Prohibida la vuelta a la derecha
- SR-24 Prohibida la vuelta a la izquierda
- SR-25 Prohibido el retorno
- SR-26 Prohibido seguir de frente
- SR-27 Prohibido el paso a bicicletas, vehículos pesados y motocicletas
- SR-28 Prohibido el paso de vehículos de tracción animal
- SR-39 Prohibido el paso de maquinaria pesada
- SR-30 Prohibido el paso de bicicletas
- SR-31 Prohibido el paso de peatones
- SR-32 Prohibido el paso de vehículos pesados
- Prohibido el uso de señales acústicas

2.5.1.2.2. SEÑALIZACIÓN PREVENTIVAS

Las señales preventivas, identificadas con el código SP, tienen como función dar al usuario un aviso anticipado para prevenirlo de la existencia, sobre o a un lado de la carretera o calle, de un peligro potencial y su naturaleza. Así se cumple con la Regla de Oro del Tránsito que dice: "que no deben existir cambios bruscos". La señal por sí misma debe provocar que el conductor adopte medidas de precaución, y llamar su atención hacia una reducción de su velocidad o a efectuar una maniobra con el interés de su propia seguridad o la de otro vehículo o peatón.

Las señales preventivas deberán instalarse siempre que una investigación o estudio de tránsito indique que existe una condición de peligro potencial. Las características que pueden justificar el uso de señales preventivas, son las siguientes:

- Cambios en el alineamiento horizontal y vertical por la presencia de curvas.
- Presencia de intersecciones con carreteras o calles, y pasos a nivel con vías de ferrocarril.

- Reducción o aumento del número de carriles y cambios de anchura del pavimento.
- Pendientes peligrosas.
- Proximidad de un cruce donde existe un semáforo o donde se debe hacer un alto.
- Pasos peatonales y cruces escolares.
- Condiciones deficientes en la superficie de la carretera o calle, como presencia de huecos y protuberancias.
- Presencia de derrumbes, grava suelta, etc.
- Aviso anticipado de dispositivos de control por obras de construcción.

El tablero de las señales preventivas será de forma *cuadrada*, de esquinas redondeadas, que se colocará con una de sus diagonales en sentido vertical tomando la forma de *diamante*. Las señales que requieran una explicación complementaria, además del símbolo llevarán un tablero adicional en su parte inferior de forma *rectangular* con las esquinas redondeadas, con leyendas como "Principia", "Termina", o la longitud en que se presenta la situación que se señala, formando así un conjunto.

Los colores de las señales preventivas serán en acabado reflejante o mate, así: *amarillo* para el fondo, y *negro* para el símbolo, leyendas, caracteres y filete.

La figura 3 y la tabla 2 ilustran los diferentes tipos de señales preventivas.

La ubicación de las señales preventivas en sentido *longitudinal* será antes del riesgo que se trate de señalar, a una distancia que depende de la velocidad de aproximación. En sentido *lateral* las señales se fijarán en uno o dos postes colocados a un lado del acotamiento en carreteras o sobre la banqueta en calles.

GRÁFICO 14 SEÑALES PREVENTIVAS



Tabla 2 Significado de las señales preventivas

- fSP-6 Curva
- SP-7 Codo
- SP-8 Curva inversa
- SP-9 Codo inverso
- SP-10 Camino sinuoso
- SP-11 Cruce de caminos
- SP-12 Entronque en T
- SP-13 Entronque en delta
- SP-14 Entronque lateral oblicuo
- SP-15 Entronque en Y
- SP-16 Glorieta
- SP-17 Incorporación de tránsito
- SP-18 Doble circulación
- SP-19 Salida
- SP-20 Estrechamiento simétrico
- SP-21 Estrechamiento asimétrico
- SP-22 Puente móvil
- SP-23 Puente angosto

- SP-24 Anchura libre
- SP-25 Altura libre
- SP-26 Vado
- SP-27 Termina pavimento
- SP-28 Superficie derrapante
- SP-29 Pendiente peligrosa
- SP-30 Zona de derrumbes
- SP-31 SP-6Alto próximo
- SP-32 Peatones
- SP-33 Escolares
- SP-34 Ganado
- SP-35 Cruce de ferrocarril
- SP-35 Maquinaria agrícola
- SP-36 Semáforo
- SP-37 Camino dividido
- SP-38 Ciclistas
- SP-39 Grava suelta

2.5.1.2.3. SEÑALES INFORMATIVAS

Las señales informativas, identificadas con el código SI, tienen como función guiar al usuario a lo largo de su itinerario por calles y carreteras e informarle sobre nombres y ubicación de poblaciones, lugares de interés, servicios, kilometrajes y ciertas recomendaciones que conviene observar.

Las señales informativas, de acuerdo a la información que den, se clasifican en:

- De identificación (SR).
- De destino (SID).
- De recomendación (SIR) e información general (SIG).
- De servicios y turísticas, de servicios (SIS) y turísticas (SIT).

2.5.1.2.3.1. SEÑALES INFORMATIVAS DE IDENTIFICACIÓN

Identificadas con el código SR, tienen *como función identificar* las calles según su nombre y nomenclatura, y las carreteras según su número de ruta y/o kilometraje.

La forma de las señales de *nomenclatura* será *rectangular* con su mayor dimensión horizontal y con la leyenda en ambas caras. Las señales de *ruta* tendrán forma de *escudo*,

federal, estatal o camino rural, colocado sobre un tablero *rectangular*, que incluye una flecha que indica la trayectoria que sigue la ruta, o dentro de las señales informativas de destino. El tablero de las señales de *kilometraje* será *rectangular* colocado con su mayor dimensión vertical.

El color del fondo de las señales de identificación será *blanco* reflejante, y las letras, números, flechas y filete en *negro*.

En la figura siguiente se ilustran las señales informativas de identificación.



Sentido de circulación
y nomenclatura

2.5.1.2.3.2. SEÑALES INFORMATIVAS DE DESTINO

Identificadas con el código SID, tienen *como función informar* a los usuarios sobre el nombre y la ubicación de cada uno de los destinos que se presentan a lo largo de su recorrido. Podrán ser señales *bajas, diagramáticas y elevadas*. Su aplicación es primordial en las intersecciones, donde el usuario debe elegir la ruta a seguir según el destino seleccionado. Se emplearán en forma secuencial de tal manera que permitan a los conductores preparar con la debida anticipación su maniobra en la intersección, ejecutarla en el lugar preciso, y confirmar la correcta selección del destino.

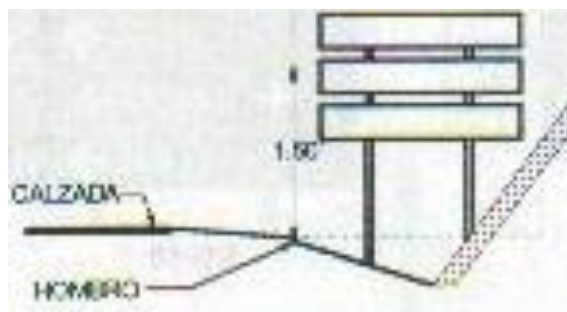
Su forma será *rectangular*, colocadas con su mayor dimensión horizontal, sobre apoyos adecuados.

El color de fondo de las señales de destino será *verde mate* y las letras, números, flechas, escudos y filete en color *blanco* reflejante, excepto la señal *diagramática* en zona urbana, que será de fondo *blanco* con caracteres, flecha alargada y filete en color *negro*.

De acuerdo a su ubicación *longitudinal*, las señales informativas de destino se clasifican en previas, decisivas y confirmativas. Las señales *previas* deberán colocarse anticipadas a la intersección, a una distancia tal que permita a los conductores conocer los destinos y

preparar las maniobras para tomar el elegido. Las señales *decisivas* se colocarán donde el usuario pueda optar por la ruta que le convenga. Las señales *confirmativas* se colocarán después de una intersección o a la salida de una población, a una distancia donde no exista el efecto de los movimientos direccionales ni la influencia del tránsito urbano.

La siguiente figura ilustra los diferentes tipos de señales informativas de destino, y muestra su ubicación lateral y altura.



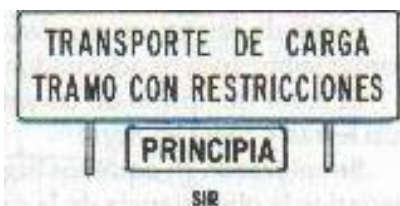
2.5.1.2.3.3. SEÑALES DE INFORMACIÓN GENERAL

Identificadas con el código SIG, tienen *como función proporcionar* a los usuarios, información general de carácter poblacional y geográfico, así como indicar nombres de obras importantes en la carretera, límites políticos, ubicación de casetas de cobro, puntos de inspección y sentidos de circulación del tránsito.

Su forma será *rectangular* con su mayor dimensión horizontal colocada sobre apoyos adecuados.

El color del fondo de las señales de información general será *blanco mate* con letras y filete en *negro*. Las que indican sentido de circulación del tránsito tendrán fondo *negro* y *flecha* de color *blanco* reflejante.

En la siguiente figura se ilustran las señales informativas de recomendación e información general.



2.5.1.2.3.4. SEÑALES INFORMATIVAS DE SERVICIOS Y TURÍSTICAS

Identificadas con los códigos SIS y SIT, tienen como función informar a los usuarios la existencia de un servicio o de un lugar d interés turístico y/o recreativo.

La forma del tablero será un *cuadrado*. Podrá llevar un tablero adicional *rectangular* donde se indica la dirección o la distancia del sitio.

El color del fondo tanto del tablero de las señales como del tablero adicional será *azul* mate con símbolos, letras, flechas y filete en *blanco* reflejante.

Se colocarán en el lugar donde existe el servicio y a un kilómetro del mismo. Cuando se estime conveniente, estas señales podrán colocarse a la salida de las poblaciones para indicar la distancia a la que se encuentra el o los servicios más próximos que se indican en la señal.

En la figura 9 y en la tabla 3 se ilustran las señales informativas de servicios y turísticas.

GRÁFICO 15 SEÑALES INFORMATIVAS

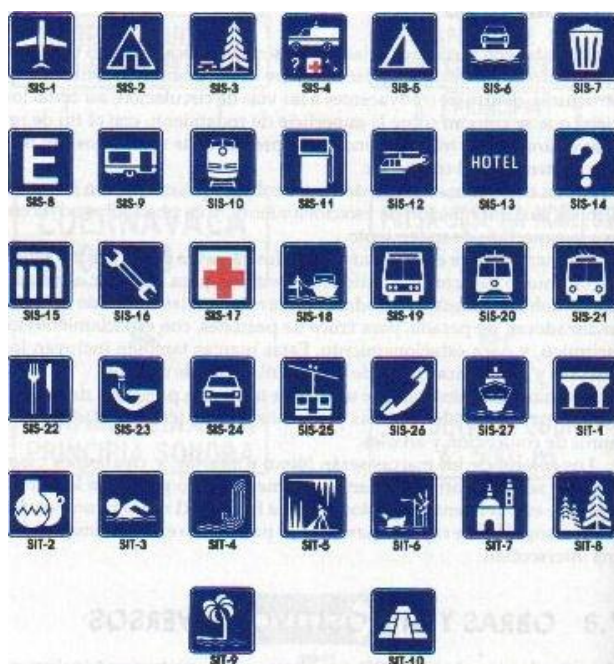


Tabla 3 Significado de las señales informativas de servicios y turísticas

Aeropuerto	Restaurante
Alberque	Sanitarios
Área recreativa	Transbordador

Auxilio turístico	Acueducto
Campamento	Artesanías
Chalana	Balneario
Depósito de basura	Cascada
Estacionamiento	Gruta
Estacionamiento para casas rodantes	Lago o laguna
Estación de ferrocarril	Monumento colonial
Gasolinera	Parque nacional
Helipuerto	Playa
Hotel o motel	Zona arqueológica
Información	
Metro	
Mecánico	
Médico	
Muelle	
Parada de autobuses	
Parada de tranvía	
Parada de trolebús	
Taxi	
Teleférico	
Teléfono	

3. INGENIERÍA DE PROYECTO

3.1. POBLACIÓN BENEFICIARIA

3.1.1. COMUNIDADES BENEFICIADAS

La principal zona beneficiada directamente con este proyecto de ingeniería a diseño final será Canasmoro ya que este proyecto estará emplazado en el mismo. Canasmoro contará con un diseño de ingeniería que servirá para mejorar la calidad de la capa de rodadura de su Avenida principal y accesos brindándole una serviciabilidad y comodidad adecuada para los usuarios.

La Alcaldía de San Lorenzo también será beneficiada con el siguiente proyecto ya que Canasmoro se encuentra en el distrito 5 dentro de este Municipio. Este proyecto ayudará con el ordenamiento de las viviendas de Canasmoro, es decir ayudara al ordenamiento y regularización urbana de los hogares de los habitantes de la zona.

Este proyecto también beneficiará a los habitantes del distrito 7, ya que este proyecto es un punto intermedio entre la capital de provincia y este distrito.

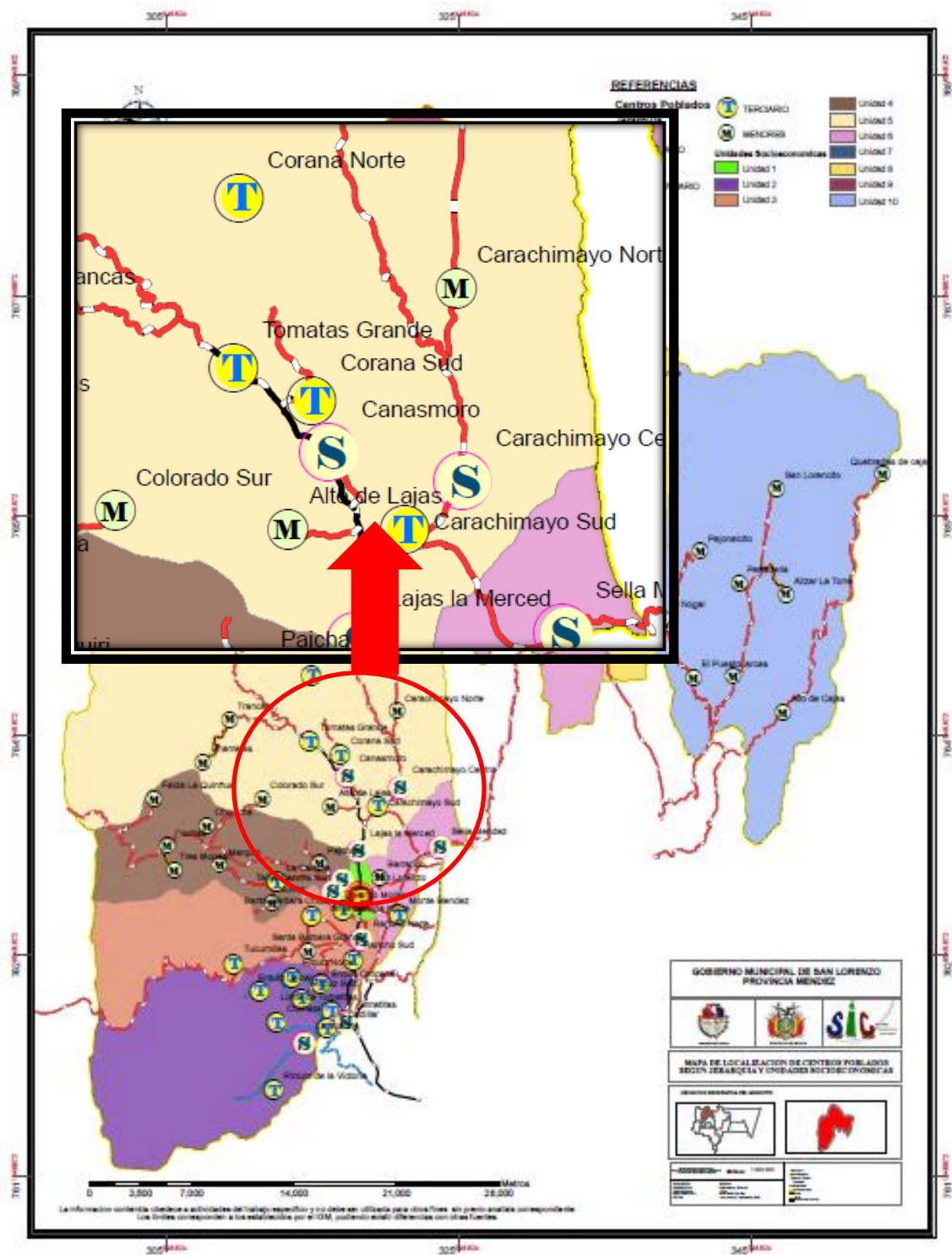
Este proyecto favorecerá a todo el transporte que realizan micros, taxis, trufis, etc., por que podrán transitar por una vía con mejor capa de rodadura, que contará con las normas de tráfico y favoreciéndoles para disminuir sus costos de mantenimiento y operación de los vehículos, también les brindara una mejor comodidad a los choferes al momento de manejar.

Se beneficiará las personas de las zonas cercanas de Canasmoro, por que podrán transitar por una capa de rodadura mejorada.

Se favorecerán los productores agrícolas de Canasmoro ya que contarán con una vía alternativa a la carretera para poder traer su mercadería a la ciudad de Tarija.

Tarija también será favorecida porque este proyecto ofrecerá otra alternativa para el tráfico interdepartamental en Tarija y Potosí, porque el proyecto se encuentra al lado de la carretera principal que será la ruta al norte del País.

GRÁFICO 1 UBICACIÓN DE CANASMORO EN EL MUNICIPIO DE SAN LORENZO



3.1.2. ASPECTOS SOCIALES DE LA ZONA DE PROYECTO

3.1.2.1. DEMOGRAFÍA

Según el Censo Nacional de Población y Vivienda del INE la población del municipio de San Lorenzo tenía 21.375 habitantes en 2001. Según datos del Distrito de Educación de San Lorenzo ajustadas con las boletas comunales levantadas en los meses de mayo y junio, el municipio de San Lorenzo para el año 2007 tiene 24.814 habitantes, lo que significaría un crecimiento importante de la población.

TABLA 1 MUNICIPIO DE SAN LORENZO: COMUNIDADES Y POBLACIÓN POR DISTRITOS 2007

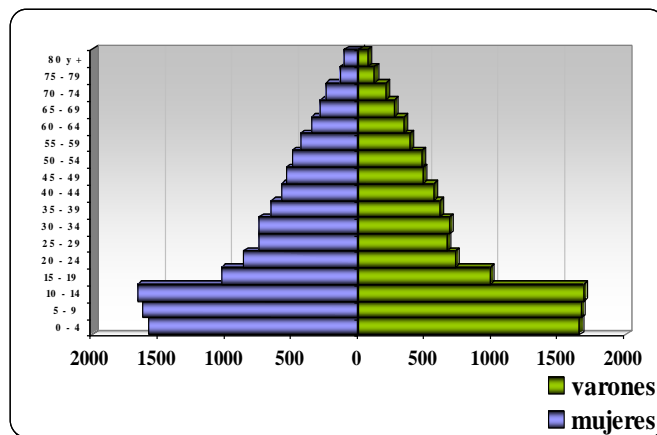
Distrito	Comunidades	Hab.	Total Hab. Distrito	Distrito	Comunidades	Hab.	Total Hab. Distrito	
1 San Lorenzo	1 Bordo El Mollar	527	3.812	6 Sella	1 Alaypata	108	1.365	
	2 Tarija Cancha Sud	619			2 Cerro de Plata	82		
	3 Tarija Cancha Norte	169			3 Monte Méndez	256		
	4 Barrio San Pedro	942			4 Cañahuayco	228		
	5 Barrio Central	437			5 El Barranco	69		
	6 Barrio La Banda	660			6 Sella Méndez	622		
	7 Barrio Oscar Alfaro	457		7 El Rosal	1 Zapatera	120	2.093	
2 Tomatitas	1 Loma de Tomatitas	702	2 Criva		145			
	2 El Cadillar	250	3 El Rosal		370			
	3 Erquis Oropeza	390	4 San Isidro		190			
	4 La Victoria	563	5 Leon Cancha		212			
	5 Coimata	527	6 Colorado Norte		274			
	6 Erquiz Sud	335	7 Yumaza		141			
	7 Erquiz Ceibal	354	8 Noques		227			
	8 Rincon de La Victoria	188	9 Nogalitos		85			
	9 Erquiz Norte	143	10 Huancoiro		183			
	10 Tomatitas	725	11 Palacios		146			
3 Santa Bárbara	1 Rancho Sud	491	2.176	8 Pantipampa	1 Hoyadas	197	1.630	
	2 Santa Barbara Chica	231			2 Mandor Chico	143		
	3 Santa Barbara Grande	231			3 Pantipampa	190		
	4 Rancho Norte	1.016			4 Pampa Grande	277		
	5 Tucumillas	207			5 Acherai	95		
4 Choroma	1 Marquiri	150	1.814		6 Mandor Grande	153		1.335
	2 Pajchani	63			7 San Pedro de Las Peñas	260		
	3 Cochas	35			8 Quirusillas	165		
	4 Tres Morros	109			9 Alpahuasi	150		
	5 Choroma	146		9 Jarca Cancha	1 Campanario	109	1.373	
	6 Falda La Quiñua	208			2 Lluscani	87		
	7 La Calama	743			3 Molle Huayco	87		
	8 Jurina	360			4 Cerro Redondo	201		
1 Corana Sud	224	5 Jarca Cancha	345					
5 Eustaquio Méndez	2 Tomatas Grande	772	5.039	6 Camarón	217	1.373		
	3 Corana Norte	115		7 Melón Pújio	289			
	4 Colorado Sur	85		1 Alto de Cajas	187			
	5 Trancas	251		2 San Lorencito	300			
	6 Chamatas	86		3 Peñadería	74			
	7 Carachimayo El Bordo	542		4 Jarcas	158			
	8 Carachimayo Centro	778		5 Quebrada de Cajas	100			
	9 La Hondura	160		6 El Puesto	188			
	10 Carachimayo Norte	360		7 El Nogal	71			
	11 Alto de Lajas	95		8 Pajonalcito	232			
	12 Huacata	228		9 Alizar La Torre	63			
	13 Lajas La Merced	722		Total Habitantes	24.814			
	14 Canasmoro	621						

Fuente: Boletas Comunales; 2007
Elaboración: SIC. Srl.

Del total de la población el 49 por ciento son varones y el 51 por ciento son mujeres. La población del municipio es una población joven, 43,1 por ciento de la población está en el rango de 0 a 14 años, 50,7 por ciento tiene entre 15 a 64 años y 6,2 por ciento tiene 65 años o más. Y anteriormente tenemos la población distribuida por distritos y sus comunidades.

La distribución de los habitantes por grupos etarios en el municipio de San Lorenzo nos muestra una población concentrada principalmente entre los 0 a 14 años. Ver pirámide poblacional en el gráfico siguiente.

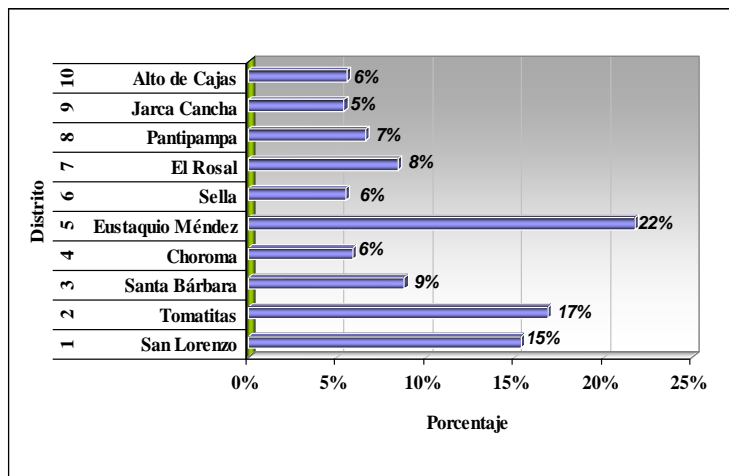
GRÁFICO 2 MUNICIPIO DE SAN LORENZO: PIRÁMIDE POBLACIONAL 2001



Fuente: INE
Elaboración: SIC. Srl.

A continuación tenemos la distribución de porcentajes de poblaciones por distritos del Municipio de San Lorenzo. Podemos ver que el mayor porcentaje de población lo tiene el distrito 5, en el cual se encuentra la zona de construcción del proyecto.⁷

GRÁFICO 3 MUNICIPIO DE SAN LORENZO: PORCENTAJE DE POBLACIÓN POR DISTRITOS; 2007



Fuente: Boletas Comunales; 2007
Elaboración: SIC. Srl.

3.1.2.2. SALUD

En el municipio de San Lorenzo hay un hospital, dos Centros de Salud y once Postas de Salud. Ve el cuadro para ver donde están estos establecimientos de salud.

TABLA 2 MUNICIPIO DE SAN LORENZO: TIPOS DE ESTABLECIMIENTOS DE SALUD EN LAS COMUNIDADES, 2007

Tipo de establecimiento	Comunidad
Hospital básico	San Lorenzo
Centro de Salud	Tomatitas
	Leon Cancha
	Camaron
	Canasmoro
Posta de Salud	Carachimayo
	Cerro de Plata
	Jarcas
	La Victoria
	San Pedro de las Peñas
	Cochas
	Sella Mendez
	Quirusillas
Zapatera	

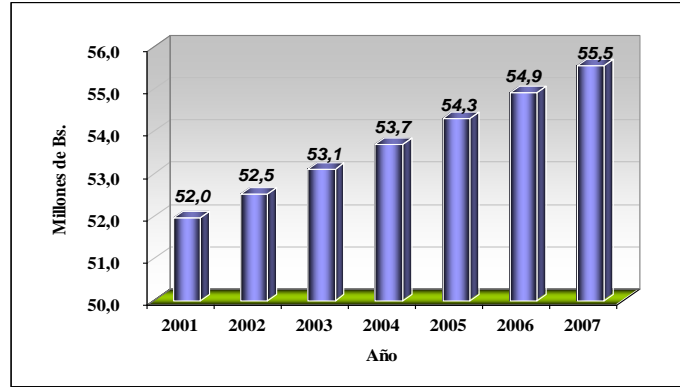
Fuente: Ministerio de Salud y Deportes - Sistema Nacional de Información en Salud, 2007

Elaboración: SIC Srl.

3.1.2.3. PIB DEL MUNICIPIO DE SAN LORENZO

Para el año 2005, el INE saca su boletín anual, en el cual para el departamento de Tarija se tiene un PIB per cápita de 18.870 bolivianos por habitante, realizando los cálculos correspondientes con ese dato se puede estimar el PIB de la ciudad de San Lorenzo, que para el 2001 tendría un PIB de 52 millones de bolivianos aproximadamente y para el 2007 55,5 millones de bolivianos. Ver gráfico siguiente.

GRÁFICO 4 CIUDAD DE SAN LORENZO: PIB PERIODO 2001-2007 (EN MILLONES DE BS.)



Fuente: INE 2005
Elaboración: SIC. Srl.

3.2. UBICACIÓN

El proyecto se encuentra ubicado en la comunidad de Canasmoro, en el distrito 5 de la provincia Méndez, en el departamento de Tarija. Se encuentra a unos 12 kilómetros de San Lorenzo, teniendo las coordenadas $21^{\circ} 21' 25.56 - 21^{\circ} 20' 27.73$ Latitud Sur y $64^{\circ} 45' 06.83 - 64^{\circ} 45' 40.34$ longitud Oeste, a una altura sobre el nivel del mar de 2080 metros.

3.3. EXTENSIÓN

El diseño Final de ingeniería de la Avenida principal y accesos de Canasmoro cuenta con una avenida de 2,320 kilómetros de largo y cuenta con 5 accesos a la carretera que deben tener una longitud acumulada de 0,822 kilómetros haciendo un total de 3,146 kilómetros que se encuentran contemplados en este proyecto.

3.4. DISEÑO GEOMÉTRICO

3.4.1. ESTUDIO DE TRÁFICO

3.4.1.1. CONDICIONES DE TRÁFICO

TABLA 3 CIUDAD DE SAN LORENZO: SITUACIÓN ACTUAL DE LAS CALLES AÑO 2007

Descripción	Longitud Km.	Superficie m	%
Asfaltado	6	6.064	31%
Empedrado	2	2.268	12%
Losetas	1	955	5%
Tierra/Ripio	10	10.334	53%
Total	20	19.622	100%

Fuente: Boleta Barrial 2007; Trabajo de Campo
Elaboración: SIC. Srl.

3.4.1.1.1. TRÁFICO PÚBLICO Y URBANO

El transporte público tiene como parada oficial la plaza principal sobre la calle Rodolfo Ávila, el promedio de frecuencia de salida entre estos vehículos oscila entre los 15 minutos. El número de asociados por sindicato varía también entre los 60 Y 141 afiliados, haciendo un total de 200 unidades que estarían prestando el servicio.

Se pudo notar que el transporte público, no tiene programadas rutas desde San Lorenzo a comunidades de interés turístico como la Victoria, Coimata, etc., tampoco se tiene el servicio de circuitos turísticos. Para la visita a las comunidades anteriormente señaladas, se las debe programar desde la ciudad de Tarija. A continuación mostraremos el parque automotor de transporte público de autos y trufis con sus respectivas tarifas, horarios, frecuencia de transporte hacia distintas comunidades

TABLA 4 CIUDAD DE SAN LORENZO: PARQUE AUTOMOTOR DEL TRANSPORTE PÚBLICO; AUTOS

Nombre Asociación/Sindicato	Nº de Asociados	Trabajan	Recorrido (de Tarija hasta:)	Precio (Bs)	Horario	Frecuencia
San Lorenzo	60	20	Calama	20	5:30 - 7:00	Todos los días
			Tarija Cancha Sud	5	5:30 - 7:00	Todos los días
			Tarija Cancha Norte	5	5:30 - 7:00	Todos los días
			Pajchani	15	5:30 - 7:00	Todos los días
			Canasmoro	15-20	5:30 - 7:00	Todos los días
			Sella	20-25	5:30 - 7:00	Todos los días
			Carachimayo	25	5:30 - 7:00	Todos los días
			Corana	25-30	5:30 - 7:00	Todos los días
			Tomatas Grande	35	5:30 - 7:00	Todos los días

Fuente: Sindicato de Transporte San Lorenzo
Elaboración: SIC. Srl.

TABLA 5 CIUDAD DE SAN LORENZO: PARQUE AUTOMOTOR DEL TRANSPORTE PÚBLICO; TRUFIS

Nombre Asociación/Sindicato	Nº de Asociados	Recorrido (de Tarija hasta:)	Precio (Bs)	Horario	Frecuencia
San Lorenzo	141	La Victoria	2,5	5:00 - 19:00	Todos los días
		Rincón de La Victoria	3,5	5:00 - 19:00	Todos los días
		Coimata	2,5	5:00 - 19:00	Todos los días
		Bordo El Mollar	3,5	5:00 - 19:00	Todos los días
		Santa Bárbara Grande	2,5	5:00 - 19:00	Todos los días
		Tarija Cancha Norte	3	5:00 - 19:00	Todos los días
		Tarija Cancha Sud	3	5:00 - 19:00	Todos los días
		La Calama	3,5	5:00 - 19:00	Todos los días
		Carachimayo	3,5	5:00 - 19:00	Todos los días
		Canasmoro	3	5:00 - 19:00	Todos los días
		Tucumilla	5	5:00 - 19:00	Todos los días
		Rancho Norte	2	5:00 - 19:00	Todos los días
		Rancho Sud	2	5:00 - 19:00	Todos los días
		San Lorenzo	2,5	5:00 - 22:00	Todos los días

Fuente: Sindicato de Transporte San Lorenzo

Elaboración: SIC. Srl.

3.4.1.2. ESTUDIO DE VELOCIDADES

Para el presente proyecto de carácter de diseño geométrico y las exigencias del mismo, se tomó en cuenta sólo el estudio de las velocidades de punto, de proyecto y circulación media.

Para este proyecto realizaremos un estudio de tráfico en la zona durante las tres horas pico durante tres días de la semana durante un mes.

3.4.1.2.1. VELOCIDAD DE PUNTO

TABLA 6 RESÚMENES DE VELOCIDAD DE PUNTO

RESUMEN CÁLCULOS DE VELOCIDAD DE PUNTA			
DIA	HORA	DIRECCIÓN	VELOCIDAD (Km./H)
Lunes	8:00 AM	TOMATAS G.	13,655
Lunes	8:00 AM	CIUDAD	12,542
Lunes	12:00 PM	CIUDAD	14,326
Lunes	12:00 PM	TOMATAS G.	15,229
Lunes	5:00 PM	CIUDAD	21,252
Lunes	5:00 PM	TOMATAS G.	22,858
Jueves	8:00 AM	TOMATAS G.	18,07
Jueves	8:00 AM	CIUDAD	14,098
Jueves	12:00 PM	CIUDAD	17,172
Jueves	12:00 PM	TOMATAS G.	19,095

Jueves	5:00 PM	CIUDAD	22,732
Jueves	5:00 PM	TOMATAS G.	19,78
Domingo	8:00 AM	TOMATAS G.	20,644
Domingo	8:00 AM	CIUDAD	19,282
Domingo	12:00 PM	CIUDAD	19,925
Domingo	12:00 PM	TOMATAS G.	20,01
Domingo	5:00 PM	CIUDAD	19,607
Domingo	5:00 PM	TOMATAS G.	22,681

FUENTE: Elaboración Propia en Función a los Aforos Obtenidos

3.4.1.2.2. VELOCIDAD MEDIA DE CIRCULACIÓN

Realizados los cálculos se determina la velocidad de circulación media como la velocidad de punto media que detallamos en los siguientes cuadros:

TABLA 7 VELOCIDAD MEDIA DE CIRCULACIÓN “TOMATAS GRANDE”

VELOCIDAD DE CIRCULACIÓN TOMATAS G		
HORA	DIRECCIÓN	VELOCIDAD (Km./H)
8:00 AM	TOMATAS G	13,655
12:00 PM	TOMATAS G	15,229
5:00 PM	TOMATAS G	22,858
8:00 AM	TOMATAS G	18,07
12:00 PM	TOMATAS G	19,095
5:00 PM	TOMATAS G	19,78
8:00 AM	TOMATAS G	20,644
12:00 PM	TOMATAS G	20,01
5:00 PM	TOMATAS G	22,681
PROMEDIO		19,114

FUENTE: Elaboración Propia

TABLA 8 VELOCIDAD MEDIA DE CIRCULACIÓN “CIUDAD”

VELOCIDAD DE CIRCULACIÓN CIUDAD		
HORA	DIRECCIÓN	VELOCIDAD (Km./H)
8:00 AM	CIUDAD	12,542
12:00 PM	CIUDAD	14,326
5:00 PM	CIUDAD	21,252
8:00 AM	CIUDAD	14,098
12:00 PM	CIUDAD	17,172
5:00 PM	CIUDAD	22,732
8:00 AM	CIUDAD	19,282
12:00 PM	CIUDAD	19,925
5:00 PM	CIUDAD	19,607
PROMEDIO		17,882

FUENTE: Elaboración Propia

La velocidad de circulación media con un resultado de **18.498 Km/h.**

3.4.1.2.3. VELOCIDAD DE PROYECTO

Para poder optar las velocidades de proyecto existen normas y manuales los cuales recomiendan su uso en función a la topografía y al estudio volumétrico realizado, en nuestro país existe un manual propuesto por el Administradora Boliviana de Caminos que detallamos a continuación.

TABLA 9 VELOCIDAD DE DISEÑO

CATEGORÍA		SECCIÓN TRANSVERSAL		VELOCIDADES D PROYECTO(Km/h)	CODIGO TIPO
		N° DE CARRILES	N° DE CALZADAS		
AUTOPISTA	(O)	4 ó +UD	2	120-100-80	A(n) - xx
AUTORUTA	(I.A)	4 ó +UD	2	100-90-80	AR(n) - xx
PRIMARIO	(I.B)	4 ó +UD	2(1)	100-90-80	P(n) - xx
		2 BD	1	100-90-80	P(2) - xx
COLECTOR	(II)	4 ó +UD	2(1)	80-70-60	C(n) - xx
		2 BD	1	80-70-60	C(2) - xx
LOCAL	(III)	2 BD	1	70-60-50-40	L(2) - xx
DESARROLLO		2 BD	1	50-40-30*	D- xx

FUENTE: Manual de la ABC

Para poder obtener la velocidad de Proyecto en el presente estudio se tomó como referencia el cuadro anterior ya que éste esta propuesto para caminos rurales o carreteras y el estudio de velocidades realizado en la zona.

Consecuentemente para obtener la velocidad de Proyecto, se optó por disponer la velocidad media de circulación como referencia, aumentando la misma un 100 % por razones de seguridad; aumento de condiciones geométricas y de circulación, ya que los aforos fueron realizados en condiciones desfavorables para la circulación vehicular. La velocidad de proyecto para el proyecto es de **40 Km/h.**

Según el cuadro anterior podemos clasificar nuestra carretera o vía de desarrollo (**D-40 Km/h**)

3.4.1.3. ESTUDIO DE VOLÚMENES

3.4.1.3.1. TRÁFICO PROMEDIO HORARIO (TPH)

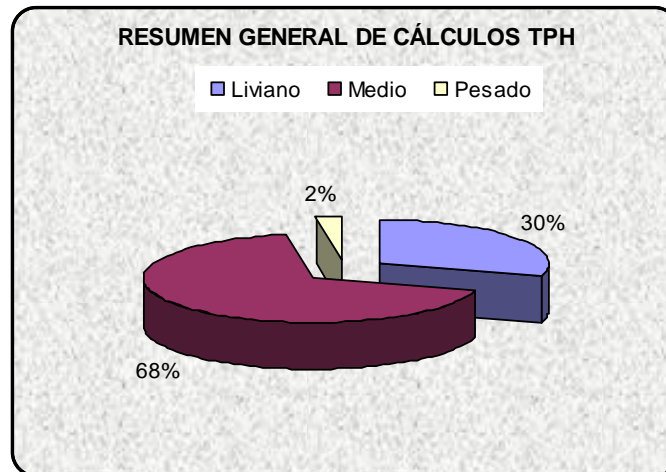
Esta determinación volumétrica se obtuvo por medio de aforos en la vía de acceso del proyecto: los cálculos que reflejan TPH que detallamos a continuación nos dan como resultado 42 Vehículos Hora.

TABLA 10 TRÁFICO PROMEDIO HORARIO (TPH)

PROMEDIO	RESUMEN GENERAL DE CÁLCULOS TPH					
	Liviano		Medio		Pesado	
	Pb	Pv	Pb	Pv	Pb	Pv
	8.278	4.111	25.728	2.722	0,111	0.889
SUB TOTAL	12.389		28.45		1,000	
TOTAL	CALCULADO 41.839		ADOPTADO 42			

FUENTE: Elaboración Propia

GRÁFICO 5 TRÁFICO PROMEDIO HORARIO (TPH)



ELABORACIÓN: Propia

3.4.1.3.2. TRAFICO PROMEDIO DIARIO (TPD)

Para fines de diseño del presente proyecto la AASHTO recomienda la siguiente ecuación:

$$TPH = (12\%-18\%) TPD$$

$$TPD = \frac{TPH}{12\% - 18\%}$$

DONDE:

TPD = Tráfico Promedio Diario

TPH = Tráfico Promedio Horario

12%-18% = Factores de mayor ración o minoración.

Obtenido el Tráfico Promedio Horario se procedió a realizar el cálculo respectivo tomando como factor de mayor ración 12%; los resultados se muestran a continuación.

TABLA 11 TRÁFICO PROMEDIO DIARIO (TPD)

SEGÚN RECOMENDACIONES DE LA AASHTO
TPH = 12 % TPD
TPD = 350 VEHICULOS / DIA

FUENTE: Elaboración Propia

3.4.1.3.3. PROYECCIÓN DE VOLUMEN DE TRÁFICO

$$TF = TA + IT$$

DONDE:

TF = Tráfico Futuro

TA = Tráfico Actual

IT = Incremento de Tráfico

3.4.1.4. TRÁFICO ACTUAL

3.4.1.4.1. TRÁFICO EXISTENTE

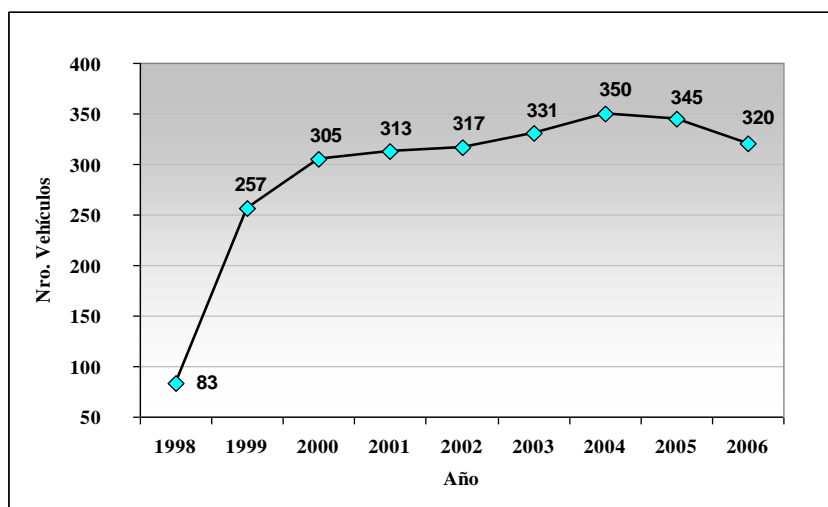
Es el tráfico obtenido mediante los aforos realizados antes del estudio, el mismo que es el promedio volumétrico diario, llamado también TPD, que tiene un valor de 350 Vh. /día.

3.4.1.4.2. TRÁFICO ATRAÍDO

Para obtener el tráfico atraído se deberá realizar estudios más completos del comportamiento de tráfico y conocimientos de las condiciones del área de influencia del proyecto; se recomienda tomar 0.5%-1% del macro tráfico total futuro del área total de influencia externa, en nuestro caso es la ciudad de San Lorenzo.

Teniendo estas consideraciones se procedió a realizar la estimación del macro tráfico de la ciudad de San Lorenzo

GRÁFICO 6 MUNICIPIO DE SAN LORENZO: EVOLUCIÓN DEL PARQUE AUTOMOTOR



Fuente: INE 2007

Elaboración: SIC. Srl.

A continuación tenemos la evolución del parque automotor del Municipio de San Lorenzo por cada tipo de vehículo

TABLA 12 MUNICIPIO DE SAN LORENZO: EVOLUCIÓN DEL PARQUE AUTOMOTOR POR TIPO DE VEHÍCULO

Año	Automóvil	Camión	Camioneta	Vagoneta	Minibus	Otros	Total
1998	15	14	36	5	9	4	83
1999	43	45	102	19	38	10	257
2000	50	55	108	31	38	23	305
2001	52	55	111	32	38	25	313
2002	52	55	112	33	39	26	317
2003	55	56	114	36	42	28	331
2004	57	61	116	37	47	32	350
2005	57	58	116	37	47	30	345
2006	51	54	105	35	46	29	320

Fuente: INE 2007

Elaboración: SIC. Srl.

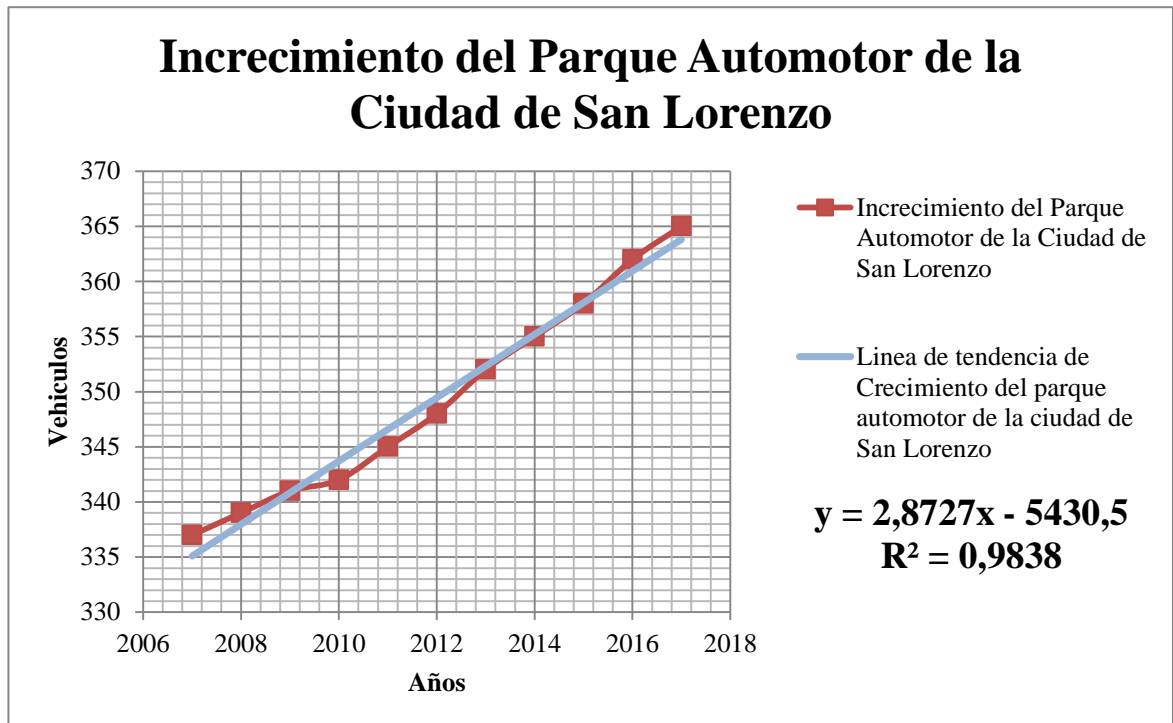
Si analizamos la evolución del parque automotor por tipo de vehículo, se puede apreciar que se tiene en mayor número camionetas, esto debido a que como es un municipio rural en su mayoría, ese tipo de vehículo es un medio de transporte que permite el movimiento de personas y productos desde los diferentes centros de producción agrícola sobre todo hacia la ciudad de Tarija, le sigue los camiones y es el tipo de vehículo que menos existe, son las vagonetas, tal como se puede apreciar en el cuadro anterior.

Por otra parte, se ha estimado el crecimiento del parque automotor para los próximos 10 años, a partir de una regresión, tomando en cuenta como variable dependiente el número de vehículos y como variable independiente la población, el resultado de la misma se expresa en la siguiente ecuación:

$$y = 2,8727x - 5430,5$$

Y que realizando las operaciones correspondientes nos muestran el siguiente gráfico, que denota para el año 2007 un número de 337 vehículos y para dentro de 10 años se tendría en todo el municipio un total de 365 vehículos. Ver gráfico siguiente.

GRÁFICO 7 MUNICIPIO DE SAN LORENZO: PROYECCIÓN DEL NÚMERO DE VEHÍCULOS PARA 10 AÑOS.



FUENTE: Elaboración Propia

TABLA 13 ESTIMACIÓN DE TRÁFICO PARA LOS AÑOS DE ESTUDIO

PROYECCIÓN TRÁFICO PARQUE AUTOMOTOR DE LA CIUDAD DE SAN LORENZO						
AÑO	2011	2012	2013	2014	2015	2016
Nº DE VEH. PROYECTADOS	344	346	349	352	355	358
AÑO	2017	2018	2019	2020	2021	2022
Nº DE VEH. PROYECTADOS	361	364	367	369	372	375
AÑO	2023	2024	2024	2025	2026	2027
Nº DE VEH. PROYECTADOS	378	381	384	387	390	392
AÑO	2028	2029	2030			
Nº DE VEH. PROYECTADOS	395	398	401			

FUENTE: Elaboración Propia

Como tráfico atraído se tomó el 1% del macro tráfico de San Lorenzo

$$1\% \text{ MTSL} = 3.46 \cong 4$$

El tráfico actual es:

$$TA = TE + TA$$

$$TA = 350 \frac{Vh}{Hr} + 4 \frac{Vh}{Hr}$$

$$TA = 354 \text{ Vh/Hr}$$

3.4.1.5. INCREMENTO DE TRÁFICO

El incremento de tráfico está compuesto por:

$$IT = CNT + TG + TD$$

3.4.1.5.1. CRECIMIENTO NORMAL DE TRÁFICO

Para la ciudad de Tarija el índice de crecimiento automotor en el último año es de 11 % según datos del (RUAT).

$$CNT = IC * TA$$

DONDE:

CNT = Crecimiento Normal de Tráfico

IC = Índice de Crecimiento del Parque Automotor 11 %

TA = Tráfico Actual = 354 Vh/ Hr.

$$\text{CNT} = 11\% * 354 \text{ Vh/Hr}$$

$$\text{CNT} = 11\% * 354 \text{ Vh/Hr} = 38.94 \text{ Vh/Hr}$$

$$\text{CNT} = 39 \text{ Vh/ Hr}$$

3.4.1.5.2. TRÁFICO GENERADO

3.4.1.5.2.1. TRÁFICO INDUCIDO

Se tomó como valor 2 % del tráfico Actual

$$\text{TI} = 8 \text{ Vh/d}$$

3.4.1.5.2.2. TRÁFICO CONVERTIDO

Se tomó como valor 2 % del tráfico Actual

$$\text{TC} = 8 \text{ Vh/d}$$

3.4.1.5.2.3. TRÁFICO TRASLADO

. Se tomó como valor 1 % del tráfico Actual.

$$\text{TT} = 4 \text{ Vh/d}$$

TOTAL TRÁFICO GENERADO

$$\text{TG} = 20 \text{ Vh/d}$$

3.4.1.5.3. TRÁFICO DESARROLLADO

Se tomó como valor 5 % del tráfico Actual.

$$\text{TD} = 18 \text{ Vh/d}$$

$$\text{INCREMENTO DE TRÁFICO} = 77 \text{ Vh/d}$$

$\text{TRÁFICO FUTURO} = 431 \text{ Vh/d}$
--

3.4.2. DISEÑO DE OBRAS DE DRENAJE

La hidrología es una ciencia que estudia el agua, su ocurrencia, su circulación, y distribución en la superficie terrestre, sus propiedades químicas y físicas y su relación con el medio ambiente incluyendo los seres vivos.

Es evidente que para un diseño de vías se hace indispensable el análisis hidrológico, por constituirse un factor desequilibrante que tendrá como fin fundamental para poder calcular y dimensionar las obras de drenaje requeridas para el proyecto.

Uno de los aspectos relevantes y más importantes de los proyectos de carreteras calles y avenidas en las ciudades, es la necesidad de proporcionar un drenaje adecuado. Es absolutamente esencial un drenaje conveniente y económico para poder proteger la inversión realizada en la estructura de la carretera y la vida de las personas.

El flujo de agua superficial que tiene importancia para los ingenieros de caminos es resultado por lo general de la precipitación en forma de lluvia, nieve o hielo fundido. Una parte del agua superficial se infiltra en el suelo, en tanto que el resto del agua permanece en la superficie de la tierra y debe de eliminarse de alguna manera. Las estructuras que se encargan de transportar y controlar el flujo de agua superficial se llaman por lo general drenaje superficial.

Por estar ubicado en una zona urbana, el análisis hidrológico y de drenaje propuestos por el proyecto, se ha dividido en dos sub. Acápites, el primero que contempla el control y transporte de un flujo superficial de una quebranta menor que intercepta a la avenida, y el segundo que es el alcantarillado pluvial y sus obras.

➤ Control y Transporte del Flujo Superficial de una Quebrada Menor.

Las quebradas son zonas de la superficie terrestre donde si fueran impermeables, las gotas de lluvia que caen sobre ella tienden a ser drenadas por un sistema de corrientes hacia un mismo punto de salida.

Para poder realizar el estudio y dimensionamiento del drenaje se procedió a realizar el análisis hidrológico correspondiente mediante precipitaciones y la determinación de parámetros hidrológicos que detallamos a continuación.

3.4.2.1. ESTUDIO HIDROLÓGICO

Para poder realizar el estudio hidrológico es necesario evaluar el comportamiento de las precipitaciones, y para ello contar con información obtenida por estaciones pluviométricas que tengan un registro histórico de lluvias y caudales lo más extenso posible; de ahí que se aplicarán nociones básicas de hidrología las que nos permitirán obtener los caudales máximos para el dimensionamiento de las obras de drenaje requeridas.

3.4.2.2. PRECIPITACIONES MÁXIMAS CAÍDAS EN 24 HORAS

El área de estudio se ha considerado los datos de lluvias máximas caídas en 24 horas de las estaciones de Canasmoro, Coimata, Trancas, y Corana, se escogieron estas estaciones por las cercanías del área de influencias hidrológica, y por su registro como muy bueno por la extensión de sus datos lo que permite que exista una referencia real del acontecimiento analizado con valores que reflejan el comportamiento hidrológico de la zona en estudio.

Los datos proporcionados por SENAMHI deben ser de lluvias máximas en veinte cuatro horas, se deben ordenar dichos datos en año hidrológico, que comienza en el mes Octubre y termina en el mes de Septiembre, eliminando los años en los cuales falten datos de los meses desde noviembre hasta marzo, se elige el dato máximo por periodo por seguridad y uno sólo porque la estadística nos exige independencia de datos.

TABLA 14 PRECIPITACIONES MÁXIMAS CERCANAS CANASMORO.

PRECIPITACIONES MAXIMASEN 24 Horas. (mm)			
COIMATA	CANASMORO	TRANCAS	CORANA
44,1	41	105	49,5
45,3	38	45,5	43,2
60,5	37	60,1	
32	28,2	50	
43,1	42,5	91,2	
53,2	37	49	
60,7	32,6	70,4	
47,3	22,5	49,3	
70,2	33,1	100,5	

60	40,5	41,4
62,1	49	48,4
58,2	60	95,2
46,2	116,6	56,6
71,6	57	60,7
60	29	60,5
56,4	20,5	54,2
61,4	56,5	100,5
37		61
48,2		46
58,2		54,8
66,6		84
56,8		
46,6		
70,2		
35,6		
56,4		
43,2		
59,8		
53,4		
57,2		

FUENTE: Servicio Nacional de Meteorología e Hidrología – Tarija (SENAMHI)

3.4.2.3. ANÁLISIS DE CONSISTENCIA DE LA INFORMACIÓN

Para un grado de significación del 5%, los datos muestrales se ajustan a la ley de Gumbell. A continuación se muestra los valores correspondientes para cada estación.

TABLA 15 PRUEBA DE BONDAD DE AJUSTE DE LAS ESTACIÓN CERCANAS A CANASMORO

Prueba de Bondad de Ajuste Estación de Coimata.

PRUEBA DE BONDAD DE AJUSTE GUMBELL ESTACIÓN COIMATA				
Desviación Estándar (Sx)	10.318	Parámetro de escala (á)	8.045	
Media (X)	54.05	Parámetro de posición (μ)	49.407	
Δ_{max}	0.2059	$\Delta_{teoricoo}$	0.2483	Significancia 5,00%

Prueba de Bondad de Ajuste Estación de Canasmoro.

PRUEBA DE BONDAD DE AJUSTE GUMBELLESTACIÓN CANASMORO					
Desviación Estándar (Sx)		22.069	Parámetro de escala (đ)		17.207
Media (X)		43.559	Parámetro de posición (μ)		33.628
Δ_{max}	0,1163	$\Delta_{teoricoo}$	0,3298	Significancia	5,00%

Prueba de Bondad de Ajuste Estación de Trancas.

PRUEBA DE BONDAD DE AJUSTE GUMBELLESTACIÓN TRANCAS					
Desviación Estándar (Sx)		20.932	Parámetro de escala (đ)		16.32
Media (X)		65.919	Parámetro de posición (μ)		56.5
Δ_{max}	0,1682	$\Delta_{teoricoo}$	0,2968	Significancia	5,00%

Prueba de Bondad de Ajuste Estación de Corana.

PRUEBA DE BONDAD DE AJUSTE GUMBELLESTACIÓN CORANA					
Desviación Estándar (Sx)		4.455	Parámetro de escala (đ)		3.473
Media (X)		46.35	Parámetro de posición (μ)		44.345
Δ_{max}	0,1305	$\Delta_{teoricoo}$	0,9617	Significancia	5,00%

Se puede ver que los datos de las estaciones pluviométricas usadas para este estudio hidrológico se ajustan a la ley Gumbell para una significancia de 5.00%

3.4.2.4. TIEMPO DE CONCENTRACIÓN.

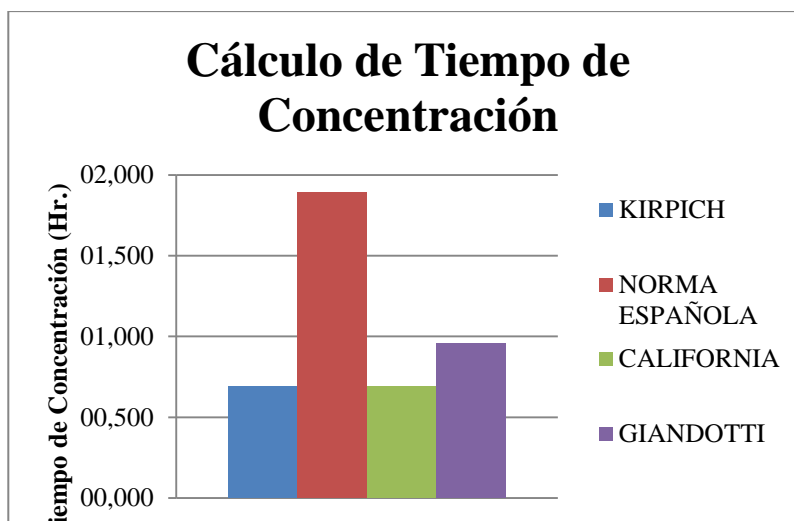
TABLA 16 RESULTADO Y PARÁMETROS DE LAS FÓRMULAS EMPÍRICAS

CÁLCULO DEL TIEMPO DE CONCENTRACIÓN						
Fórmula	Long. Curso Principal	Área	Desnivel	Pendiente Media	Tiempo de Concentración	Tiempo de Concentración
	(Km)	Km2	(m)	(m/m)	Horas.	Minutos
Kirpich	6.03	4.051	498	0,0826	0.6903	41.41
Sherman	6.03	4.051	498	0,0826	1,8878	113.268
Giandotti	6.03	4.051	498	0,0826	0.9576	57.456
Californiana	6.03	4.051	498	0,0826	0,6877	41.262
MEDIA ARITMÉTICA					1.0558	63.426

FUENTE: Elaboración Propia

3.4.2.4.1. TIEMPO DE CONCENTRACIÓN DE DISEÑO

GRÁFICO 8 RESULTADO Y PARÁMETROS DE LAS FORMULAS EMPÍRICAS



FUENTE: Elaboración Propia

Para poder evaluar el tiempo de concentración de diseño, se tomó la media de los tiempos de concentración calculados según recomendaciones de los autores; el tiempo de concentración de diseño es de 1.0558 horas.

3.4.2.5. PRECIPITACIONES MÁXIMAS DIARIAS.

Se estiman parámetros de media, desvío, moda y característica para cada estación, luego se pondera la moda y característica de acuerdo al número de datos de cada estación en estudio.

TABLA 17 RESULTADO DEL CÁLCULO DE LOS PARÁMETROS HIDROLÓGICOS

N	24	17	21	2
X	54,829	43,588	65,919	46,350
SX	10,562	22,036	20,932	4,455
Ed	50,024	33,562	56,395	44,323
Kd	0,379	1,179	0,666	0,180
Edp	47,563			
Kdp	0,680			

FUENTE: Elaboración Propia

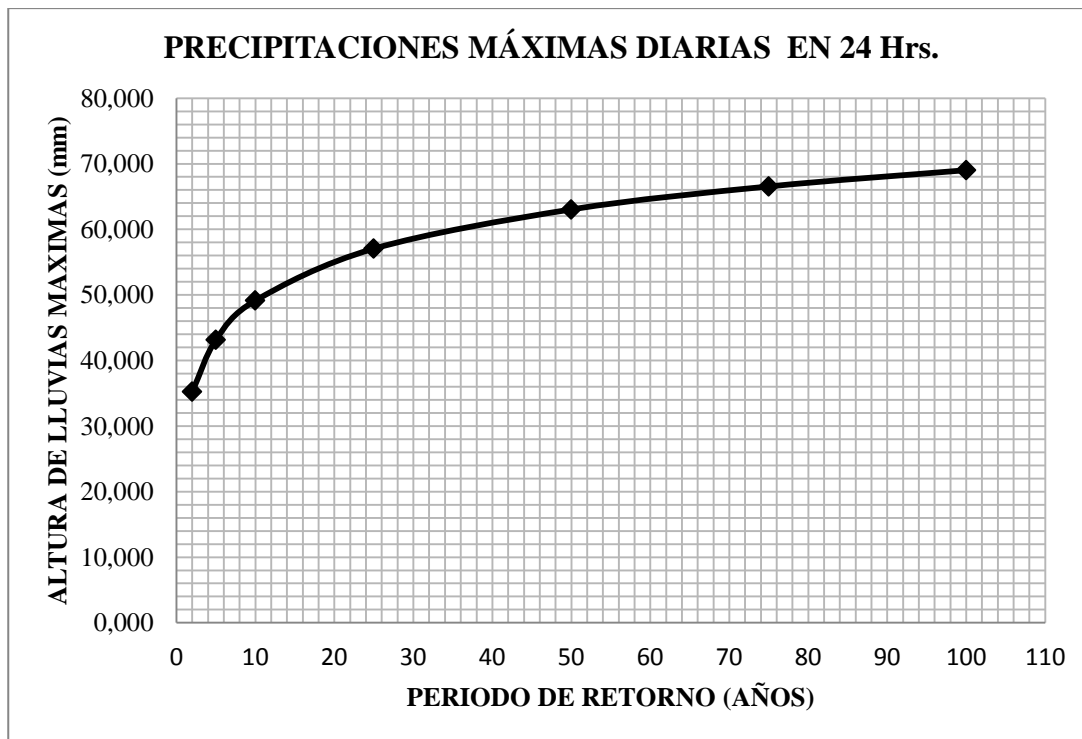
Establecidos los parámetros estadísticos se puede determinar las precipitaciones máximas diarias; los cuadros de cálculo detallamos a continuación.

TABLA 18 PRECIPITACIONES MÁXIMAS DIARIAS

PRECIPITACIONES MÁXIMAS DIARIAS EN 24 HOR.		
Periodo de Retorno	Moda	47.563
	Carac.	0.680
	2	35.463
	5	43.424
	10	49.447
	25	57.408
	50	63.430
	75	66.953
	100	69.453

FUENTE: Elaboración Propia

GRÁFICO 9 PRECIPITACIONES MÁXIMAS DIARIAS EN DIFERENTES PERIODOS DE RETORNO



FUENTE: Elaboración Propia

3.4.2.6. PRECIPITACIONES MÁXIMAS HORARIAS MENORES A 2 HORAS

Las precipitaciones máximas horarias, son las lluvias que ocurren en nuestra región y para convertir las precipitaciones máximas diarias a horarias de debe aplicarla ecuación que se muestra:

$$HtT = Edp \times \left(\frac{Ti}{\alpha} \right)^\beta \times (1 + Kdp \times \text{Log}(T))$$

DONDE:

T= Periodo de retorno en años.

Ti = Tiempo de duración de la lluvia igual al tiempo de concentración.

α = Parámetro de ajuste equivalente a la lluvia diaria posee el valor de (2 para cuencas pequeñas menores a 20 Km² y 12 para cuencas grandes, menores a 20 Km²).

β= Coeficiente angular que varía (0.2 – 0.3).

Para el proyecto se tomó (α=2; β=0.2)

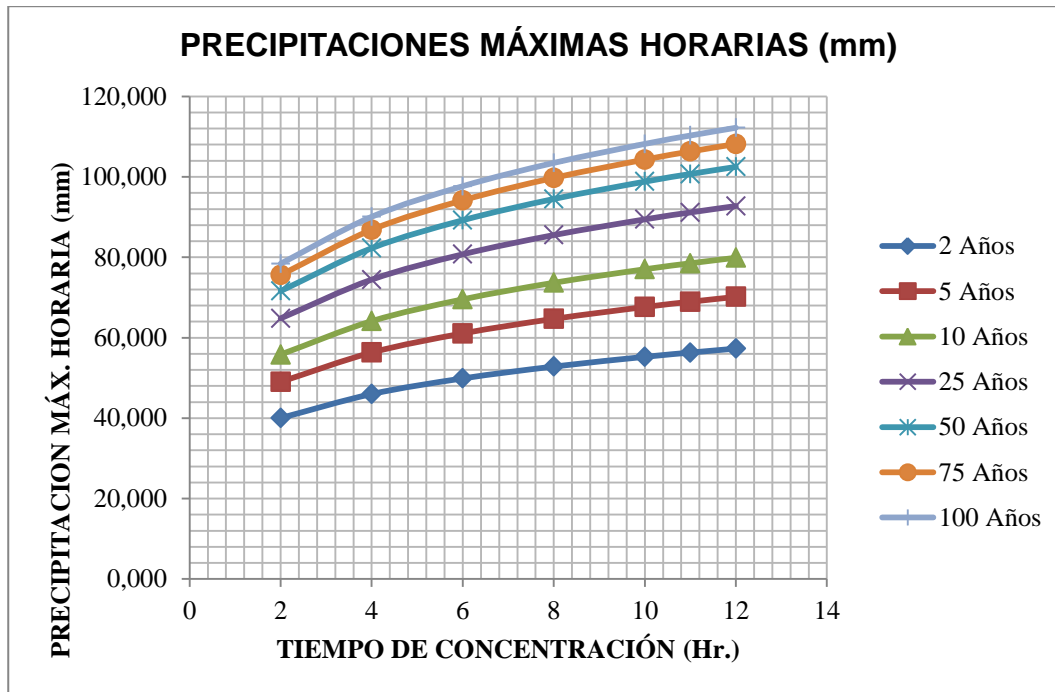
En los siguientes cuadros y gráficos se detalla de una forma general el comportamiento de las lluvias máximas horarias.

TABLA 19 PRECIPITACIONES MÁXIMAS HORARIAS > A 2 HORAS

		VALORES DE LA PRECIPITACIÓN MÁXIMA HORARIA CAÍDA EN TIEMPO < A 24 horas (mm)						
		PERIODO DE RETORNO						
		2	5	10	25	50	75	100
TIEMPO (Hr)	2	40,038	49,026	55,826	64,814	71,614	75,591	78,413
	4	90,073	90,073	90,073	90,073	90,073	90,073	90,073
	6	49,877	61,074	69,544	80,741	89,211	94,166	97,682
	8	52,831	64,691	73,663	85,523	94,495	99,743	103,467
	10	55,242	67,643	77,025	89,426	98,808	104,295	108,189
	11	56,305	68,945	78,507	91,147	100,709	106,302	110,271
	12	57,293	70,155	79,885	92,747	102,477	108,169	112,207

FUENTE: Elaboración Propia

GRÁFICO 10 PRECIPITACIONES MÁXIMAS HORARIAS < A 2 HORAS



FUENTE: Elaboración Propia

3.4.2.7. CURVAS INTENSIDAD – DURACIÓN – FRECUENCIA.

La intensidad es la tasa temporal de precipitación, es decir, la profundidad por unidad de tiempo (mm/h). Puede ser la intensidad instantánea o la intensidad promedio sobre la duración de la lluvia. Comúnmente se utiliza la intensidad promedio que puede expresarse como:

$$I_{max} = \frac{HtT}{T_c}$$

DONDE:

I_{max} = Es la intensidad máxima de lluvia para distintos periodos de retorno.

HtT = Altura de lluvia máxima horaria para distintos periodos de retorno.

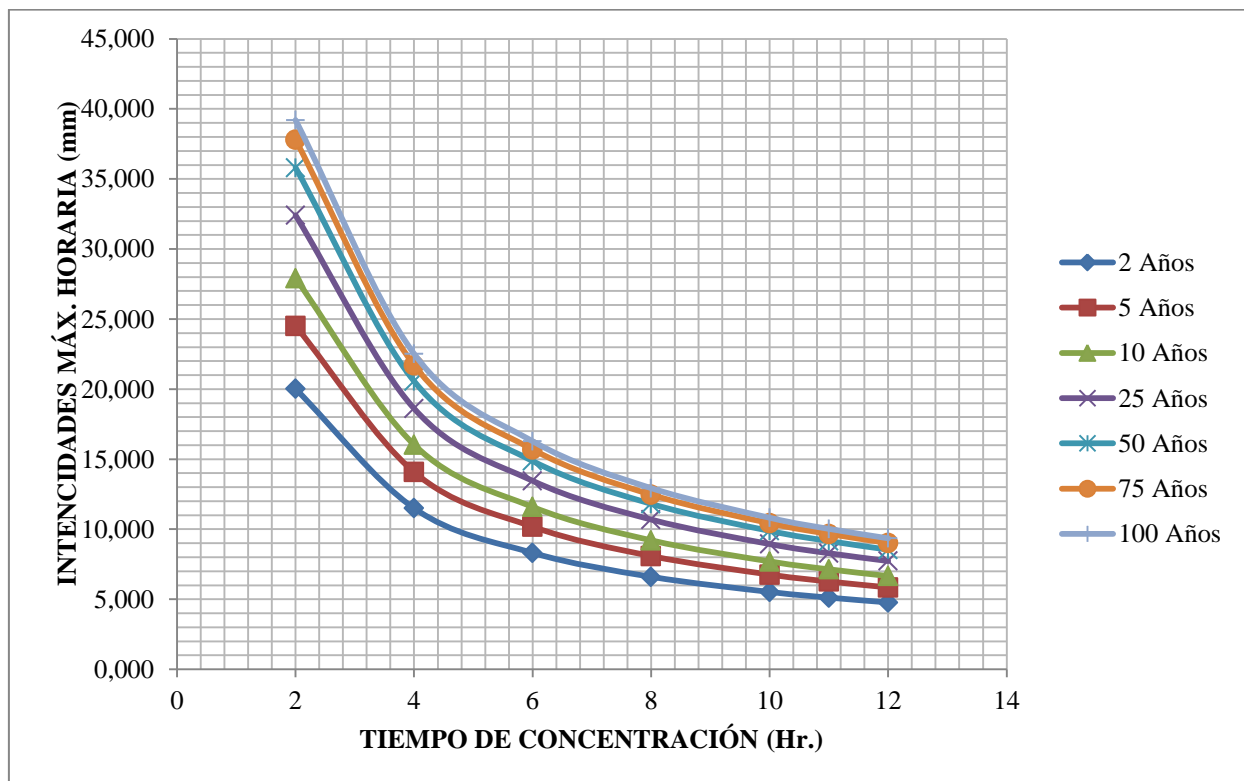
T_c = Es el tiempo de concentración en horas.

TABLA 20 INTENSIDADES MÁXIMAS > A 2 HORAS

		VALORES DE LA PRECIPITACIÓN MÁXIMA HORARIA CAÍDA EN TIEMPO < A 24 horas (mm)						
		PERIODO DE RETORNO						
		2	5	10	25	50	75	100
TIEMPO (Hr)	2	20,019	24,513	27,913	32,407	35,807	37,796	39,207
	4	11,498	14,079	16,032	18,613	20,566	21,708	22,518
	6	8,313	10,179	11,591	13,457	14,869	15,694	16,280
	8	6,604	8,086	9,208	10,690	11,812	12,468	12,933
	10	5,524	6,764	7,702	8,943	9,881	10,430	10,819
	11	5,119	6,268	7,137	8,286	9,155	9,664	10,025
	12	4,774	5,846	6,657	7,729	8,540	9,014	9,351

FUENTE: Elaboración Propia

GRÁFICO 11 INTENSIDADES MÁXIMAS > A 2 HORAS



FUENTE: Elaboración Propia

3.4.2.8. PERIODO DE RETORNO UTILIZADO PARA EL DISEÑO.

Detallamos a continuación distintos periodos de diseño propuestos por los estudios realizados de los ingenieros hidrólogos W. Viessman, J.W. Knapp, G.L. Lewis y T.E. Harbaugh.

TABLA 21 PERIODOS DE RETORNO EN FUNCIÓN AL TIPO DE ÁREA A PROTEGER

TIPO DE ESTRUCTURA	PERIODO DE RETORNO EN (AÑOS)
Drenaje de Carreteras en las que Circulan	
0-400 vehículos por día	10
400-1700 vehículos por día	1 a 10
1700-5000 vehículos por día	25
más de 5000 vehículos por día	50
Drenaje de aeropuertos	5
Drenajes Pluviales	2 a 10
Diques	2 a 50
Zanjas de drenaje	5 a 50

FUENTE: W. Viessman

El periodo de retorno de diseño para el análisis del flujo superficial de la quebrada es de 50 años según recomendaciones de los ingenieros hidrólogos ya antes mencionados y los manuales técnicos de ABC (Administradora Boliviana de Caminos)

3.4.2.9. PRECIPITACIONES MÁXIMAS MENORES A 2 HORAS.

Ecuación obtenida para precipitaciones mayores a dos horas

$$HtT = 81.93 \times \left(\frac{Ti}{2}\right)^\beta \times (1 + 0.33 \times \text{Log}(T))$$

Ecuación obtenida para precipitaciones menores a 2 horas.

$$HtT = 81.93 \times \left(\frac{Ti}{2}\right)^\beta$$

Aplicando logaritmos nos queda en la siguiente expresión.

$$\text{Log } HtT = \text{Log } (81.93) + \beta \text{ Log } (\text{Log } Tc - \text{Log } 2)$$

Finalmente el valor del coeficiente angular es el siguiente:

$$\beta = \frac{\log H_{iT} - \log(81.93)}{\log Ti - \text{Log}(2)}$$

Se asume $Ti = 1'$ (minuto) = 0.017 Horas $HtT = 1$ obteniendo el coeficiente = 0.9241

Obteniéndose finalmente la ecuación final de la altura de lluvia máxima menor a 2 horas.

$$HtT = 81.93 \times \left(\frac{Ti}{2}\right)^{0.9241}$$

DONDE:

HtT = Altura de lluvia máxima (mm)

Ti = Tiempo de estudio (concentración) en Horas

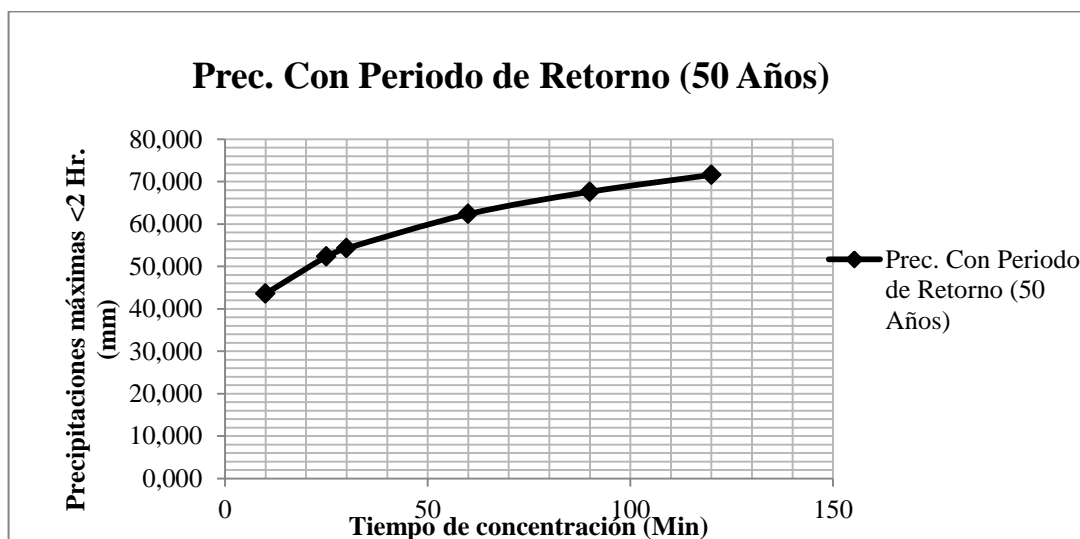
Con esta ecuación se determina los siguientes cuadros y gráficos que nos determinará la lluvia máxima menor a 2 horas y la intensidad máxima para el periodo de retorno de 50 años.

TABLA 22 PRECIPITACIONES MÁXIMAS HORARIAS < A 2 HORAS

PRECIPITACIONES MÁXIMAS HORARIAS < 2 HORAS		
TIEMPO CONCENTRACIÓN (min)	TIEMPO CONCENTRACIÓN (Hr.)	PERIODO RETORNO (50 Años)
10	0,167	43,585
25	0,417	52,330
30	0,500	54,273
60	1,000	62,343
90	1,500	67,610
120	2,000	71,614

FUENTE: Elaboración Propia

GRÁFICO 12 PRECIPITACIONES MÁXIMAS HORARIAS < A 2 HORAS



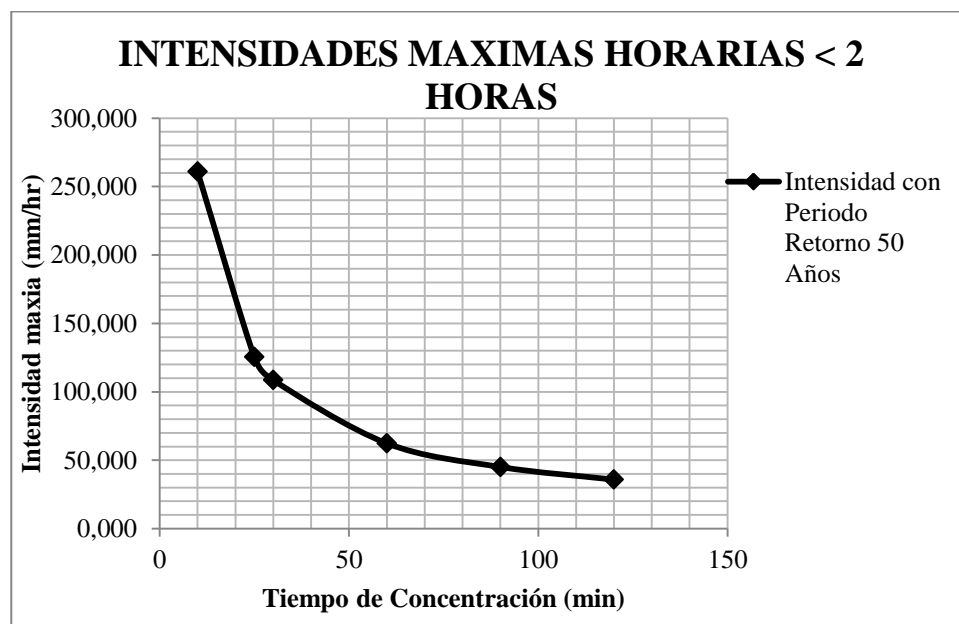
FUENTE: Elaboración Propia

TABLA 23 INTENSIDADES MÁXIMAS PARA TIEMPOS < A 2 HORAS

INTENSIDADES MÁXIMAS HORARIAS < 2 HORAS			
TIEMPO CONCENTRACIÓN (min)	TIEMPO CONCENTRACIÓN (Hr.)	PERIODO RETORNO (50 Años)	INTENSIDAD MÁXIMA (mm/hr)
10	0,167	43,585	260,986
25	0,417	52,330	125,511
30	0,500	54,273	108,546
60	1,000	62,343	62,343
90	1,500	67,610	45,073
120	2,000	71,614	35,807

FUENTE: Elaboración Propia

GRÁFICO 13 INTENSIDADES MÁXIMAS PARA TIEMPOS < A 2 HORAS



FUENTE: Elaboración Propia

La Intensidad para un tiempo de concentración de **1.0558 horas o 63.426 minutos** es de **59.63 mm/h.**

3.4.2.10. CÁLCULO DEL CAUDAL MÁXIMO DE DISEÑO.

Cuando haya transcurrido este tiempo toda la cuenca estará contribuyendo a formar el caudal de la escorrentía que tendrá en consecuencia un valor máximo. La fórmula es:

$$Q = CU * \frac{C * I * A}{3.6}$$

DONDE:

Q = Caudal Máximo de crecidas (m³/s)

C = Coeficiente de Escorrentía, 0.3 (adimensional).

I = La Intensidad es de 59.63 (mm/h.)

A = Área de aporte de la Cuenca, 4.051 (Km²)

CU = Coeficiente de Uniformidad = 1.0711

CAUDAL DE DISEÑO Q = 21.563 m³/ s

3.4.3. DISEÑO HIDRÁULICO ALCANTARILLA DE CRUCE.

3.4.3.1. GEOMETRÍA DE LA ALCANTARILLA

Longitud de la alcantarilla: 14 metros

Sección de la alcantarilla: canal Rectangular

Ancho de la alcantarilla: 3.5 metros

Alto de la alcantarilla: 2 metros

Elevación de la cresta de la alcantarilla: 3 metros

Ancho del lecho de la quebrada: 25 m

Material de la alcantarilla: Concreto

Coeficiente de Manning: 0.012

Pendiente del canal: 3.5%

Tipo de aletas: Convencionales

Condiciones de aletas: 1:1 (45° inclinación con el eje de la alcantarilla)

Superficie de la carretera: Pavimento

Con las características o datos anteriores aplicamos el método de cálculo y el análisis del comportamiento hidráulico de la alcantarilla procedimiento de diseño hidráulico extraído de Hydraulic Design Series n°5 del Federal Highway Administration.

Si bien la metodología que se plantea en los manuales de la ABC es válida aceptada, también el mismo manual propone realizar el diseño hidráulico de alcantarillas con control

de entrada, mediante el uso de programas computacionales creados especialmente para esto. Es por eso que para el diseño de esta alcantarilla de cruce se utilizó el Culvert Hydraulic Analysis Program, en su versión 7.2 creado por el U.S. Department of Transportation de la Federal Highway Administration.

3.4.3.2. CURVAS DE DESCARGA DE LA ALCANTARILLA

TABLA 24 CURVA DE DESCARGA DEL CANAL

CAUDAL (m ³ /s)	Altura de agua en entrada (m)	Control de salida (m)	Tipo de superficie de descarga	Tirante Normal (m)	Tirante Crítico (m)	Tirante de salida (m)	Profundidad aguas abajo (m)	Velocidad de salida de alcantarilla (m/s)	Velocidad en el curso de la quebrada (m/s)
5.00	0.857	0.0*	1-S2n	0.243	0.594	0.336	0.374	4.257	2.675
7.50	1.135	0.0*	1-S2n	0.315	0.778	0.463	0.484	4.624	3.099
10.00	1.400	0.0*	1-S2n	0.387	0.942	0.582	0.583	4.905	3.432
12.50	1.649	0.0*	1-S2n	0.446	1.094	0.694	0.674	5.144	3.709
15.00	1.891	0.0*	1-S2n	0.502	1.235	0.802	0.760	5.343	3.947
17.50	2.133	0.0*	5-S2n	0.558	1.369	0.905	0.842	5.523	4.157
20.00	2.380	0.0*	5-S2n	0.612	1.496	1.005	0.921	5.684	4.344
21.56	2.540	0.0*	5-S2n	0.643	1.573	1.067	0.969	5.774	4.452
25.00	2.913	0.0*	5-S2n	0.710	1.736	1.197	1.071	5.970	4.669
27.50	3.084	0.0*	5-S2n	0.739	1.804	1.252	1.143	6.044	4.812
30.00	3.166	0.0*	5-S2n	0.752	1.835	1.278	1.214	6.078	4.944

GRÁFICO 14 DESCARGA DE LA ALCANTARILLA CON EL CAUDAL DE DISEÑO (21,56 M³/S)

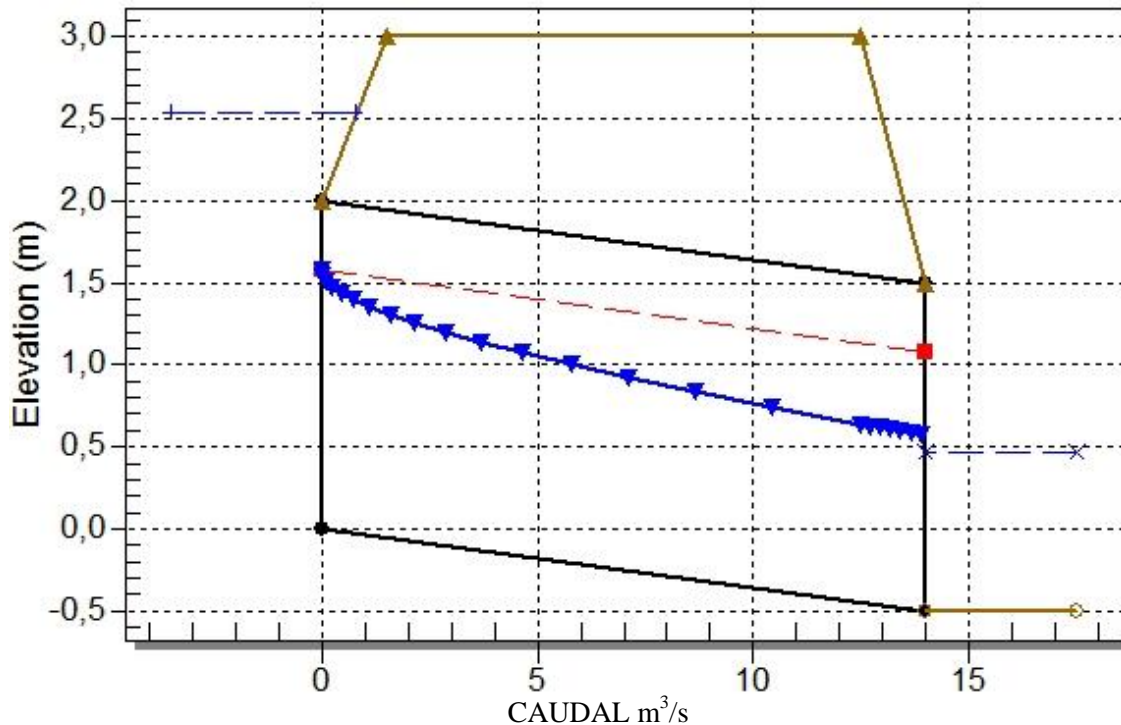
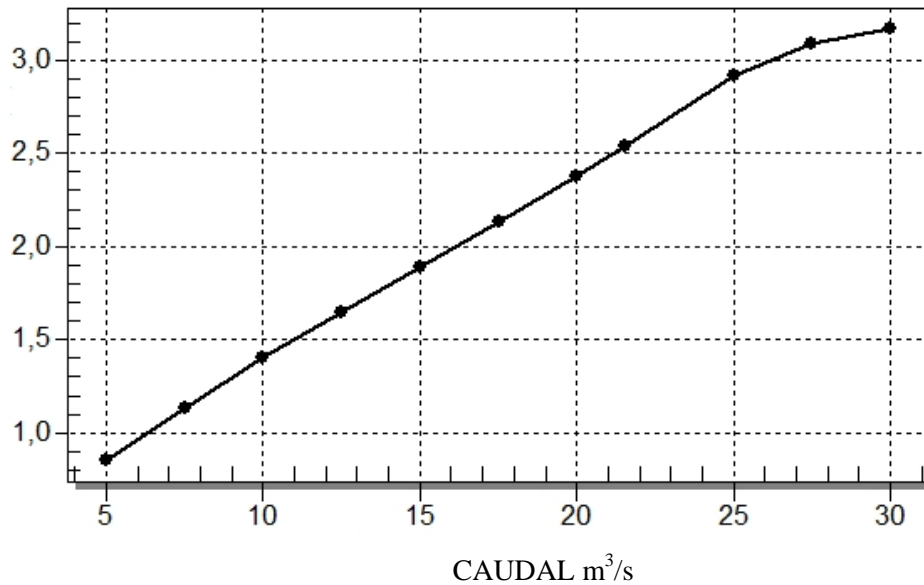


GRÁFICO 15 CURVA DE DESCARGA (CAUDAL VS ALTURA DE AGUA EN LA CABECERA DE LA ALCANTARILLA)

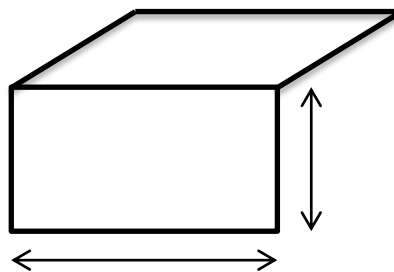


3.4.4. DISEÑO ESTRUCTURAL DE LA ALCANTARILLA.

Seguidamente después de haber comprobado el correcto funcionamiento hidráulico de la alcantarilla, procedemos a diseñar estructuralmente, para este dimensionamiento tomaremos las siguientes consideraciones para su diseño.

3.4.4.1. NORMA Y MATERIALES DE CONSTRUCCIÓN

Con el correcto dimensionamiento que se realizó para el funcionamiento hidráulico se procede al cálculo del espesor de la alcantarilla.



$$e = \frac{L}{16}$$

$$e = \frac{350}{12} = 29.167 \approx 30 \text{ cm}$$

El espesor de la losa será de 30 cm de altura y un metro de ancho.

3.4.4.2. MATERIALES

Entre los materiales tenemos hormigón HA-25 con resistencia de compresión del hormigón $f_c' = 210 \text{ Kg/cm}^2$, el acero de barras: B 400 S con control normal y una resistencia de tracción del hormigón $f_c' = 4200 \text{ Kg/cm}^2$, se adoptó un recubrimiento interno y externo de 4 centímetros.

3.4.4.3. CARGAS EN LA ALCANTARILLA

Para el elemento A-B se tomaron en cuenta el siguiente tipo de cargas.

3.4.4.3.1. CARGA MUERTA

i. Peso Propio.-

$$PP = \gamma * e * b = 25 * 0.3 = 0.75 \text{ Kn/m}^2.$$

3.4.4.3.2. PESO DE RELLENO.-

$$PR = \gamma * h1 * b = 20 * 1 = 20 \text{ Kn/m}^2$$

3.4.4.3.3. CARGA VIVA

3.4.4.3.3.1. SOBRECARGA DE USO

Para la sobrecarga de uso se tiene el tráfico, de vehículos.

Adoptando que sobre la alcantarilla se encuentre tres vehículos de tres ejes con un peso de 7 Ton/eje se tiene una sobrecarga de uso:

$$SCTotal = N^{\circ} Veh * N^{\circ} \frac{Eje}{Veh} * P/eje$$

$$SCTotal = 3 Veh * 2 \frac{Eje}{Veh} * 7 Tn/eje$$

$$SCTotal = 42 Tn$$

Según la norma a partir de 60 cm. de profundidad las cargas de tráfico se distribuyen uniformemente.

$$SCDist. = \frac{SCTotal}{Area\ Losa}$$

$$SCDist. = \frac{42 Tn}{14m * 3.5m}$$

$$SCDist. = 0.857 \frac{Tn}{m^2} \cong 8.57 \frac{Kn}{m^2}$$

La carga total que actuara en la losa de la alcantarilla será:

$$Qtotal = PP + PR + SCDist.$$

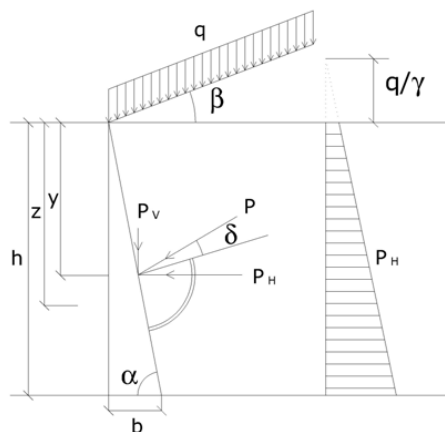
$$Qtotal = 20 + 0.75 + 0.857$$

$$Qtotal = 21.607 \frac{Kn}{m^2} \cong 2.16Tn/m^2$$

Para el elemento A-D y B-C se tomaron en cuenta el siguiente tipo de cargas

3.4.4.3.2. EMPUJE LATERAL

Para el cálculo del empuje activo de terrenos en las paredes laterales de la alcantarilla se utilizó la teoría de Coulomb, que por medio de investigaciones nos da una ecuación para el cálculo del empuje:



La fuerza resultante, de la cuña tiene la inclinación perpendicular al plano de falla en este caso, y al descomponer la fuerza resultante calculares la fuerza horizontal o empuje pasivo sobre el muro o pared.

$$P_H = \left(\gamma \frac{h^2}{2} + qh \right) \lambda_H$$

DONDE:

P_H =Componente horizontal de la presión sobre el muro

γ =Peso específico aparente

q =Carga uniformemente repartida

h = Profundidad

El coeficiente de empuje activo λ_H viene dado por la siguiente expresión:

$$\lambda_H = \frac{\sin^2(\alpha + \varphi)}{\sin^2 \alpha \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\varphi + \delta) \sin(\varphi - \beta)}{\sin(\alpha - \delta) \sin(\alpha + \beta)}} \right]^2}$$

DONDE:

λ_H =Coeficiente de empuje activo

α =Angulo de inclinación del muro (0°)

φ = Angulo de rozamiento interno del terreno (30°)

δ = Angulo de rozamiento interno del terreno y muro (10°)

β = Angulo del talud del terreno (0°)

Por medio de la tabla 9.2 (**ANEXO B**) obtenemos:

$$\lambda_H = 0.3$$

Para una profundidad de un metro se tiene una presión:

$$P_H = \left(\gamma \frac{h^2}{2} + qh \right) \lambda_H$$

$$P_H = \left(20 \frac{1^2}{2} + 0.932 * 1 \right) * 0.3$$

$$P_H = (10 + 0.932) * 0.3$$

$$P_H = 3.27Kn/m^2 = 0.327Tn/m^2$$

Para una profundidad de tres metros se tiene una presión:

$$P_H = \left(\gamma \frac{h^2}{2} + qh \right) \lambda_H$$

$$P_H = \left(20 \frac{3^2}{2} + 0.932 * 3 \right) * 0.3$$

$$P_H = (90 + 2.796) * 0.3$$

$$P_H = 27.838Kn/m^2 = 2.783Tn/m^2$$

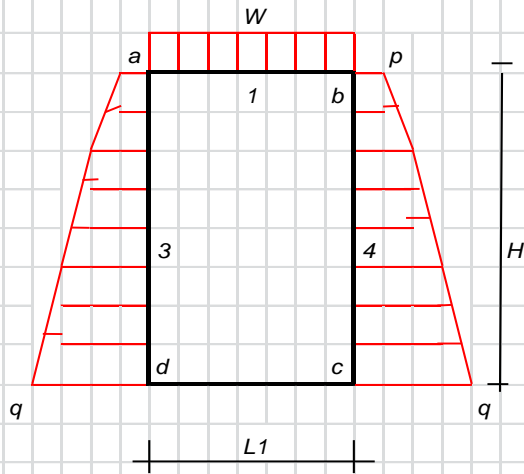
Después de conocer las cargas que actuarán sobre nuestra alcantarilla calcularemos los esfuerzos a los cual estará sometido nuestra estructura.

3.4.4.4.CÁLCULO DE ESFUERZOS INTERNOS

Con las fuerzas ya calculadas al que estarán sometidos nuestra alcantarilla,realizamos el cálculo de esfuerzos internos con método de CROSS, obtuvimos los esfuerzos

METODO DE CROSS

Calcular los Cortantes y Momentos de la estructura adjunta:



Datos:

p	=	0,37	Tn-m
q	=	2,78	Tn-m
W	=	2,16	Tn-m
$L1$	=	3,50	m.
H	=	2,00	m.

MOMENTO DE EMPOTRAMIENTO PERFECTO ($M^o ik$)

$$M^o ik = w L^2 / 12$$

$$M^o ab = -2,21 \text{ Tn-m.}$$

$$M^o ba = 2,21 \text{ Tn-m.}$$

MOMENTO DE EMPOTRAMIENTO PERFECTO ($M^o ik$)

Momento debido a la carga uniforme

$$M^o ik = w L^2 / 12$$

$$M^o ad = M^o da = -0,02 \text{ Tn-m.}$$

$$M^o bc = M^o cb = 0,02 \text{ Tn-m.}$$

Momento debido a la carga triangular

$$M^o ik(da) = w L^2 / 20$$

$$M^o da = -0,56 \text{ Tn-m.}$$

$$M^o cb = 0,56 \text{ Tn-m.}$$

Momento Finales

$$M^o da = -0,58 \text{ Tn-m.}$$

$$M^o cb = 0,58 \text{ Tn-m.}$$

Momento debido a la carga triangular

$$M^o ik(da) = w L^2 / 30$$

$$M^o ad = 0,37 \text{ Tn-m.}$$

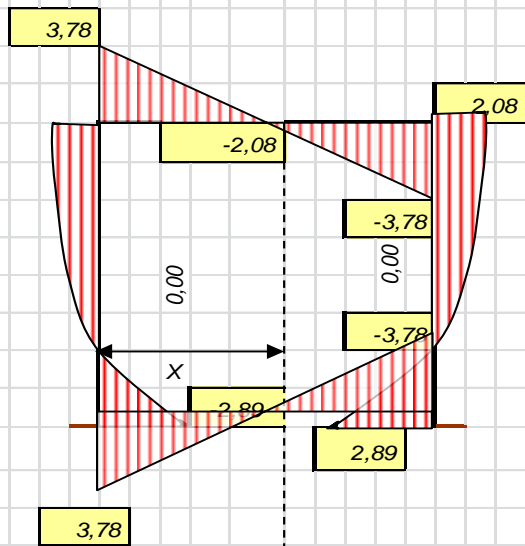
$$M^o bc = -0,37 \text{ Tn-m.}$$

$$M^o ad = 0,93 \text{ Tn-m.}$$

$$M^o bc = -0,93 \text{ Tn-m.}$$

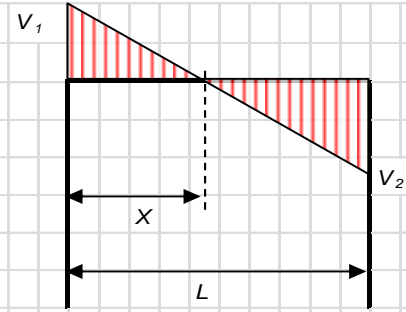
<u>RIGIDECES RELATIVAS (K_{ik})</u>		<u>FACTORES DE DISTRIBUCION (C_{ik})</u>	
K_{ik} = I / L		C_{ik} = K_{ik} / S K_i	
K _{ab} = I ₁ / L ₁ = 0,500000 I		C _{ab} = K _{ab} / K _{ab} +K _{ad} = 0,636	C _{ba} = K _{ba} / K _{ba} +K _{bc} = 0,636
K _{da} = I ₃ / H = 0,285714 I		C _{ad} = K _{ad} / K _{ab} +K _{ad} = 0,364	C _{bc} = K _{bc} / K _{ba} +K _{bc} = 0,364
K _{cb} = I ₄ / H = 0,285714 I		1,673	1,000
	-1,672	-0,002	
	8E-04 →	4E-04	
	0,004 →	0,002	
	-6E-04 ←	-0,001	
	-0,006 ←	-0,012	
	0,005 →	0,002	
	0,033 →	0,016	
	-0,001 ←	-0,001	
	-0,051 ←	-0,101	
	0,017 →	0,009	
	0,301 →	0,151	
	0,045 ←	0,090	
	-0,518 ←	-1,037	
	-0,110 →	-0,055	
	0,813 →	0,407	
	-2,205	2,205	
	-0,636	-0,636	
1,672491	a	b	
0,000451	↑	-0,364	↓
-0,001239	↓	-0,927	↑
0,002361	↓	-0,593	↓
0,002595	↓	-0,141	↑
-0,007137	↓	0,051	↓
0,018625	↓	-0,058	↑
0,010	↓	0,002	↓
-0,027	↑	-0,000594	↑
0,172	↓	-0,006752	↓
-0,063	↓	0,001837	↑
0,173	↑	-0,000668	↓
0,464727	↓	-0,000895	↓
0,927	↓	0,000391	↑
-0,364	↓	-1,672	↓
	d	c	
0,000	↑	-1,000	↓
-0,002478	↓	0,579	↑
0,00118	↓	-0,296	↓
0,001298	↓	-0,283	↑
-0,014274	↓	0,026	↓
0,009313	↓	-0,029	↑
0,004962	↓	0,003	↓
-0,055	↑	-0,000297	↑
0,086	↓	-0,003376	↓
-0,032	↓	0,003673	↑
0,347	↑	0,000	↓
0,232	↓	-0,000447	↓
-0,579	↓	0,000781	↑
-1,000	↓	0,000	↓
FUERZAS CORTANTES	V_{ik} = +V^o_{ik}-(M_{ik}+M_{ki})/ L_{ik}	V_{ki} = -V^o_{ki}-(M_{ki}+M_{ik})/ L_{ki}	
VIGAS			
	V _{ab} = +V ^o _{ab} -(M _{ab} +M _{ba})/L _{ab} = 3,78 Tn.		
	V _{ba} = -V ^o _{ba} -(M _{ba} +M _{ab})/L _{ba} = -3,78 Tn.		

DIAGRAMA DE FUERZAS CORTANTES (Tn.)



Se calcula la distancia al punto de inflexión para conocer la ubicación de momento máximo positivo en el DMF de la viga.

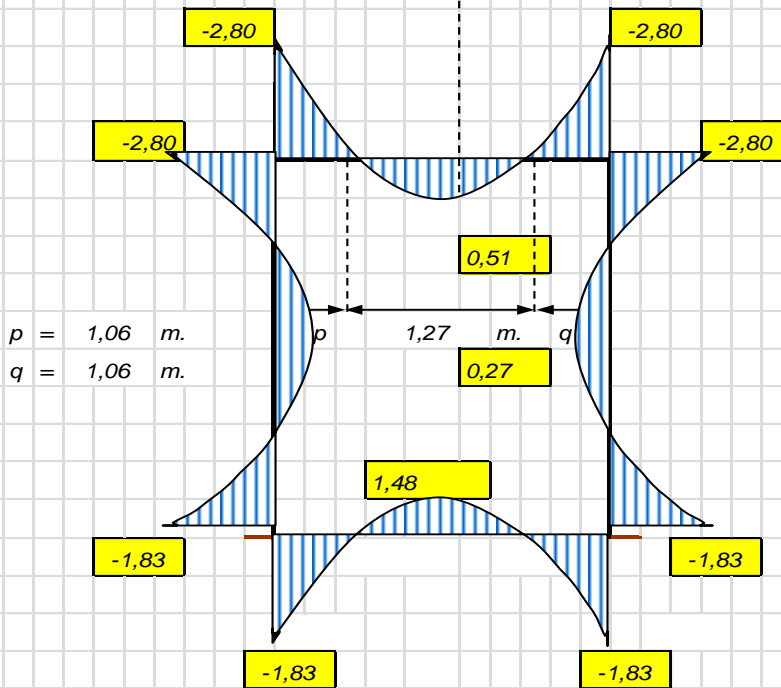
Se considera los cortantes como valores absolutos.



$$X = V_1 \cdot L / (V_1 + V_2)$$

$$X = 1,75 \text{ m.}$$

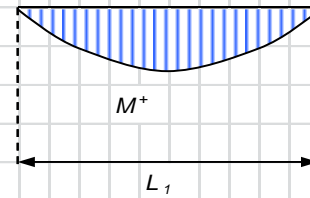
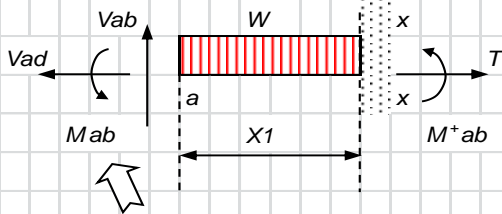
DIAGRAMA DE MOMENTOS FLECTORES (Tn-m.)



La reacción vertical en cada apoyo se obtiene sumando los cortantes en la vigas de cada nivel en su eje de acción vertical.

Obtención del Momento Máximo Positivo

Aplicamos un corte en el punto de inflexión del cortante en el tramo ab.



$$M^+ = W * L_1^2 / 8$$

$$L_1 = 2 (2 M^+ / W)^{1/2}$$

La determinación de los sentidos de las fuerzas y Momentos de la estructura, se obtiene de los diagramas de Fuerzas cortantes y Momentos.

Para el desarrollo del problema se tomarán los signos, tal como se indica en los diagramas de fuerzas cortantes y Momentos Flectores.

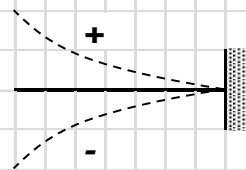
Por esta razón los dos primeros monomios de la ecuación que se expresa se ha considerado con signo positivo.

$$M^+_{ab} = V_{ab} \cdot X + M_{ab} - W \cdot X^2 / 2$$

$$M^+_{ab} = 0,51 \text{ Tn-m.}$$

El calculista puede elegir otras opciones para el cálculo del momento máximo positivo.

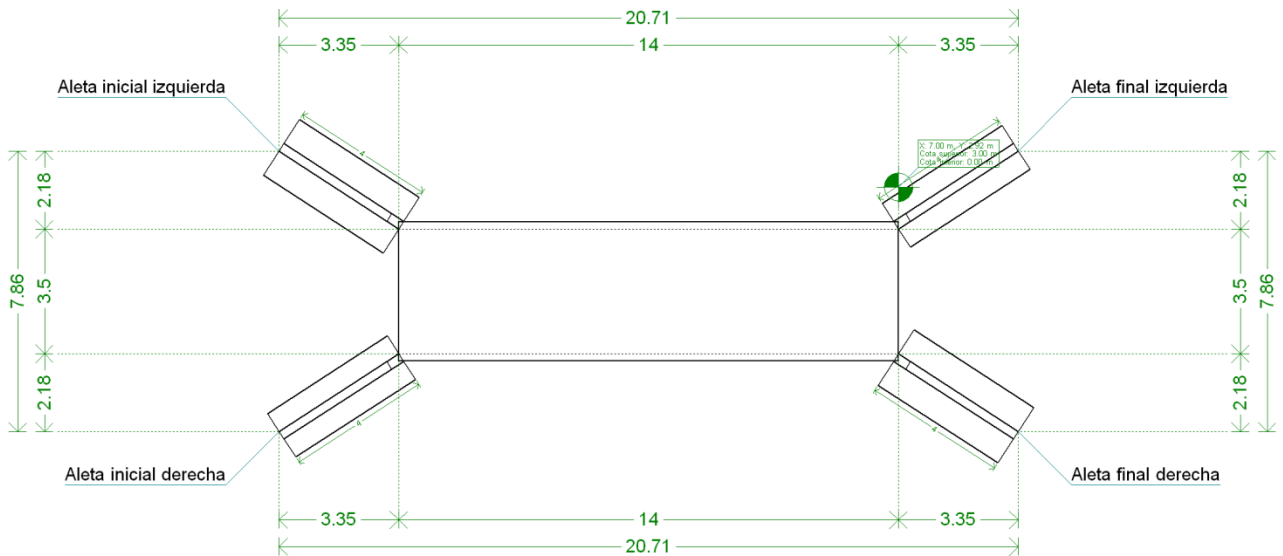
Los signos de los momentos que se obtienen directamente de las cargas distribuidas y otras, se determinarán por análisis.



3.4.4.5. CÁLCULO DE LA ARMADURA

La alcantarilla tiene una sección transversal que mide 3.5 metros de ancho y 2 metros alto, con una longitud de 14 metros de largo. También posee 4 aletas de 4 metros de longitud que sirven para encausar el caudal. Se muestra una vista en planta a continuación:

GRÁFICO 16 VISTA EN PLANTA DE LA ALCANTARILLA



ALETA INICIAL IZQUIERDA

Longitud total: 4.00 m
 Longitud superior: 0.40 m
 Canto en el extremo: 0.30 m
 Espesor del muro: 0.25 m
 Canto de la zapata: 0.30 m
 Vuelos zapata:
 - Trasdós: 0.80 m
 - Intradós: 0.80 m

ALETA FINAL IZQUIERDA

ALETA INICIAL DERECHA

Longitud total: 4.00 m
 Longitud superior: 0.40 m
 Canto en el extremo: 0.30 m
 Espesor del muro: 0.25 m
 Canto de la zapata: 0.30 m
 Vuelos zapata:
 - Trasdós: 0.60 m
 - Intradós: 0.60 m

ALETA FINAL DERECHA

Longitud total: 4.00 m
 Longitud superior: 0.40 m
 Canto en el extremo: 0.30 m
 Espesor del muro: 0.25 m
 Canto de la zapata: 0.30 m
 Vuelos zapata:
 - Trasdós: 0.60 m
 - Intradós: 0.60 m

Longitud total: 4.00 m
 Longitud superior: 0.40 m
 Canto en el extremo: 0.30 m
 Espesor del muro: 0.25 m
 Canto de la zapata: 0.30 m
 Vuelos zapata:
 - Trasdós: 0.80 m
 - Intradós: 0.80 m

El cálculo de las armaduras necesarias para resistir los esfuerzos de la alcantarilla está en ANEXOS C.

3.4.5. DISEÑO DEL ALCANTARILLADO PLUVIAL

3.4.5.1. PARÁMETROS BÁSICOS DE DISEÑO.

Para poder analizar y dimensionar hidráulicamente el sistema propuesto en el proyecto se deberá describir algunos parámetros antes del dimensionamiento, los mismos que detallamos a continuación.

3.4.5.2. FRECUENCIA DE LLUVIA.

La elección de los periodos de retorno de una precipitación se refiere en función a las características de protección e importancia del área de estudio.

TABLA 25 FRECUENCIAS DE DISEÑO

FRECUENCIAS DE DISEÑO	
DESCRIPCIÓN	FRECUENCIAS
Redes del área urbana y sub urbana	1 - 2 años
Redes del área urbana residenciales y comerciales	2 - 5 años
Colectores de 2° orden como canalización de riachuelo	10 años
Obras especiales como emisarios	20 - 50 años
Ríos principales que contribuyen al sistema de drenaje	100 años

FUENTE: NB 688

La frecuencia tomada para el diseño según la norma Boliviana N° 688 es de 5 años, una vez definida la frecuencia se deberá calcular la ecuación de lluvias o cálculo de la intensidad de diseño.

3.4.5.3. ECUACIÓN DE LLUVIAS.

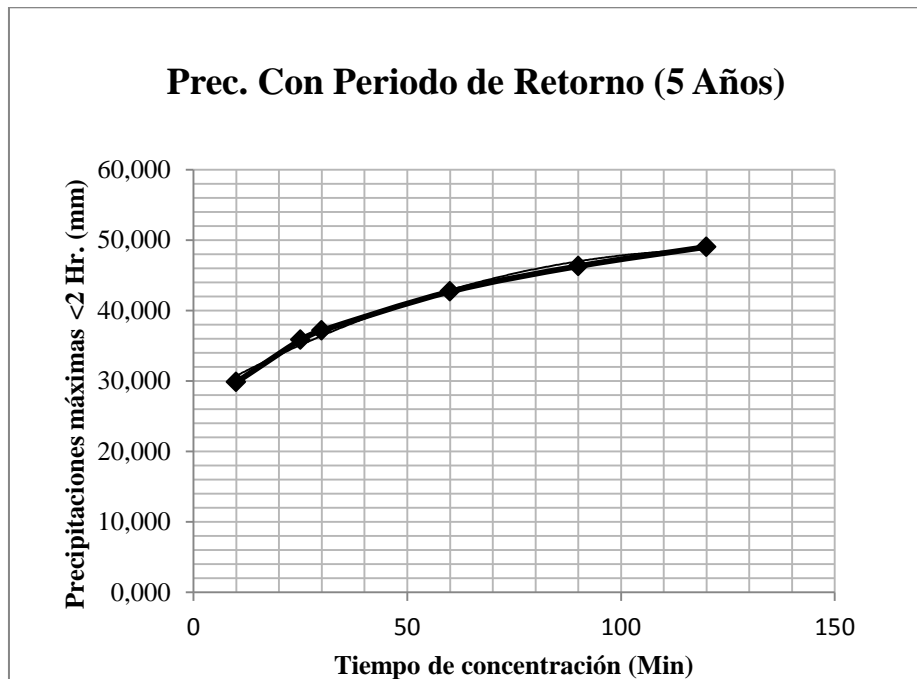
Para poder determinar la intensidad de diseño se recurre a las recomendaciones del Prof. Vipareli que estudia las lluvias máximas horarias menor a 2 horas cuyo razonamiento y cálculo se desarrollaron en acápite anteriores.

TABLA 26 PRECIPITACIONES E INTENSIDADES MÁXIMAS HORARIAS < 2 HORAS.

PRECIPITACIÓN Y INTENSIDADES MÁXIMAS HORARIAS < 2 HORAS			
TIEMPO CONCENTRACIÓN (min)	TIEMPO CONCENTRACIÓN (Hr.)	PRECIPITACIÓN (mm)	INTENSIDAD MÁXIMA (mm/hr)
10	0,167	29,826	178,956
25	0,417	35,825	85,979
30	0,500	37,155	74,310
60	1,000	42,680	42,680
90	1,500	46,285	30,857
120	2,000	49,026	24,513
PERIODO RETORNO (50 Años)			

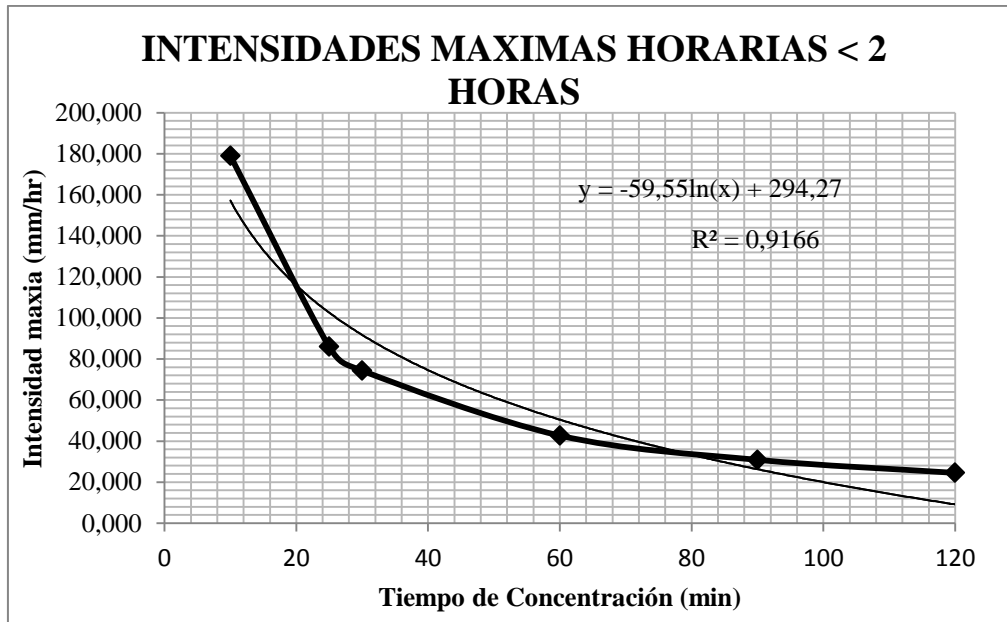
FUENTE: Elaboración Propia

GRÁFICO 17 PRECIPITACIONES MÁXIMAS HORARIAS < 2 HORAS.



FUENTE: Elaboración Propia

GRÁFICO 18 INTENSIDADES DE DISEÑO



FUENTE: Elaboración Propia

Para el tiempo de concentración de 1.0558 horas para un periodo de retorno de 5 años tenemos una intensidad máxima de 40.826 mm/Hr y una altura de lluvia máxima de 43.667 mm.

Del anterior gráfico se obtiene la ecuación de lluvias que es válida para una frecuencia de 5 años y una duración de 0 a 2 horas, la misma que nos servirá para el diseño correspondiente a los colectores.

$$y = -59.55\ln(x) + 294.27$$

$$R^2 = 0,9166$$

3.4.5.4. ÁREAS DE DRENAJE.

El área de drenaje que influye en cada colector se debe obtener trazando diagonales o bisectrices sobre las manzanas de la población; estas áreas están detalladas en el plano de drenaje del proyecto y su medición es generalmente en hectáreas.

3.4.5.5. TIEMPO DE DURACIÓN DE LAS PRECIPITACIONES.-

$$T_c = T_e + T_p$$

DONDE:

T_e = Tiempo de entrada= 10 (min)

T_p = Tiempo de recorrido (min)

T_c = Tiempo de concentración

3.4.5.6. COEFICIENTE DE ESCURRIMIENTO.-

Ante la imposibilidad de realizar estos ensayos, su composición podrá determinarse los siguientes valores determinados en la norma NB 688 que detallamos a continuación.

TABLA 27 COEFICIENTES DE ESCURRIMIENTO SUPERFICIAL

COEFICIENTES DE ESCURRIMIENTO SUPERFICIAL	
Características generales	Valor de C
Partes centrales, densamente construidas con calles y vías pavimentadas.	0,7 a 0,90
Partes adyacentes al centro, de menor densidad de habitación con calles y vías pavimentadas	0,7
Zonas residenciales de construcción cerradas y vías pavimentadas	0,65
Zonas residenciales medianamente habitadas	0,55 a 0,65
Zonas residenciales de pequeña densidad	0,35 a 0,55
Barrios y jardines y vías empedradas	0,3
Superficies arborizadas, parques, jardines y campos deportivos	0,1 a 0,2

FUENTE: NB 688

Para fines del proyecto se tomó el valor de 0.6

3.4.5.7. CAUDALES DE PROYECTO.-

El método de cálculo a adoptar es el método Racional el cual, explicado anteriormente, deriva de la siguiente ecuación.

$$Q = 0.278 * C * I * A$$

DONDE:

Q = Caudal Máximo de crecidas (l/s)

I = Intensidad máxima de lluvia 40.826 mm/Hr =

C = Coeficiente de Escorrentía, 0.60

A = Área de aporte de la Cuenca, variable (ha)

El caudal máximo de crecidas es de 4085.86 l/s para toda el área de aporte.

3.4.5.8. DIMENSIONAMIENTO DE LOS COLECTORES.

Con las consideraciones de diseño se realizó el cálculo hidráulico de los colectores obteniendo se sus diámetros y cumpliendo con los requerimientos de la norma NB 688.

TABLA 28 TABLA GENERAL DE CÁLCULO ALCANTARILLADO PLUVIAL

Cámara		Área Tribu. (has)		Tiempo de Concen.		i	C	Caudal (l/seg)		Long.	Diam.	Pend.	Vel.	Fuerza	
Entrada	Salida	Parcial	Acum.	Entrada	Tramo	mm/h		Parcial	Acum.	m	mm	m/m	m/seg	Tractiva	
----	C1	2,66	2,66	10,00	0,00	262,00	0,6	1161,85	1161,85	---	---	0,026	----	0,00	
C2	C3	0,37	0,37	10,00	1,26	262,00	0,6	160,25	160,25	160,00	300	0,024	2,119	17,65	
C3	C4	0,76	1,13	11,26	1,64	232,71	0,6	295,63	455,89	217,07	500	0,0132	2,211	16,21	
C4	C5	1,89	3,02	12,89	0,80	203,19	0,6	640,78	1096,67	152,93	600	0,0214	3,174	31,42	
C5	C6	1,34	4,36	13,70	0,24	191,27	0,6	427,22	1523,89	51,93	750	0,0214	3,683	39,28	
C6	C7	1,09	5,44	13,93	0,28	188,05	0,6	340,82	1864,71	58,82	750	0,0189	3,466	34,81	
C7	C8	0,19	5,64	14,22	0,74	184,31	0,6	58,99	1923,70	154,71	750	0,0193	3,497	35,43	
C8	C9	2,50	8,14	14,95	0,36	175,22	0,60	730,76	2654,45	74,55	750,00	0,0192	3,49	35,26	
C9	C10	0,34	8,48	15,31	1,38	171,14	0,60	98,49	2752,94	228,12	1200	0,0064	2,76	18,86	
C10	C11	3,21	11,69	16,69	0,25	157,01	0,60	839,76	3592,70	71,88	1000	0,0238	4,71	58,45	
C11	C12	0,35	12,04	16,94	0,71	154,66	0,60	89,94	3682,64	200,00	1000	0,0238	4,71	58,47	
C12	C13	1,38	13,42	17,65	0,35	148,46	0,60	341,71	4024,35	100,00	1000	0,0238	4,71	58,47	
C13	C14	0,75	14,17	18,00	0,14	145,54	0,60	182,83	4207,18	40,00	1000	0,0238	4,71	58,43	
			10,80						3816,30						

FUENTE: ELABORACIÓN PROPIA

TABLA 29 RÉGIMEN HIDRÁULICO

Vel. m/seg	C. de entrada		C. de salida		Fuerza Tractiva	CAUDAL [L/S]	CAUDAL [M3/S]	YN [M]	Y/D [M/M]	ÁREA [M2]	PERÍMETR O [M]	Rh [M/M]	VELOCIDA D [M/S]
	CT	CR	CT	CR									
RAMAL 1													
----	2062	2060,98	---	---	0,00	1161,85	1,16	NO HAY COLECTOR SOLO LA BOCA DE TORMENTA QUE DIRIQUE LAS AGUAS A LA QUEBRADA					
RAMAL 2													
2,119	2091,33	2089,33	2088,49	2085,49	17,65	160,25	0,16	0,23	0,76	0,06	0,64	0,09	2,41
2,211	2088,49	2085,49	2085,62	2082,62	16,21	455,89	0,46	0,38	0,75	0,16	1,05	0,15	2,51
3,174	2085,62	2082,62	2081,77	2079,36	31,42	1096,67	1,10	0,49	0,81	0,25	1,35	0,18	3,62
3,683	2081,77	2079,36	2080,25	2078,25	39,28	1523,89	1,52	0,53	0,71	0,33	1,50	0,22	4,13
3,466	2080,25	2078,25	2080,47	2077,13	34,81	1864,71	1,86	0,61	0,81	0,38	1,68	0,23	3,95
3,497	2080,47	2077,13	2076,17	2074,15	35,43	1923,70	1,92	0,61	0,82	0,39	1,70	0,23	3,99
3,49	2076,17	2074,15	2074,72	2072,73	35,26	2654,45	2,65	0,68	0,75	0,51	1,89	0,27	4,47
2,76	2074,72	2072,73	2074,26	2071,26	18,86	2752,94	2,75	0,82	0,68	0,82	2,34	0,35	3,07
4,71	2074,26	2071,26	2072,61	2069,55	58,45	3592,70	3,59	0,72	0,72	0,60	2,03	0,30	5,31
4,71	2072,61	2069,55	2066,59	2064,78	58,47	3682,64	3,68	0,73	0,73	0,61	2,05	0,30	5,32
4,71	2066,59	2064,78	2064	2062,4	58,47	4024,35	4,02	0,76	0,76	0,64	2,12	0,30	5,35
4,71	2064	2062,4	2062,44	2061,45	58,43	4207,18	4,21	0,78	0,78	0,66	2,16	0,30	5,36

FUENTE: ELABORACIÓN PROPIA

3.4.6. BOCA TORMENTAS.-

Realizados los cálculos correspondientes al dimensionamiento de la boca tormentas se plantea la siguiente tabla de resultados.

TABLA 30 TABLA GENERAL DE CÁLCULO DE BOCA TORMENTAS Y ACOMETIDAS

N°	Área Tribu.	Aportan a la	Caudal (l/seg)		Long.	Diam.	S. Long.	Y	T	Vel.
	(Has)	Cámara	Parcial	Acum.	m	mm	m/m	Cm	m	m/seg
1	1,33	C1	580,93	580,93	4,00	500	0,03	11,603	3,8676	3,331
2	1,33	C1	580,93	580,93	4,00	500	0,03	11,603	3,8676	3,331
3	0,08	C2	34,11	34,11	4,00	200	0,03	4,0074	1,3358	1,808
4	0,08	C2	34,11	34,11	4,00	200	0,03	4,0074	1,3358	1,808
5	0,38	C13	164,56	164,56	4,00	300	0,03	7,23	2,41	2,370
6	0,69	C12	301,52	301,52	4,00	400	0,03	9,0732	3,0244	2,870
7	0,69	C12	301,52	301,52	4,00	400	0,03	9,0732	3,0244	2,870
8	0,17	C11	76,19	76,19	4,00	300	0,03	5,4165	1,8055	2,37
9	0,17	C11	76,19	76,19	4,00	300	0,03	5,4165	1,8055	2,37
10	0,95	C10	414,78	414,78	14,48	500	0,03	10,226	3,4086	3,33
11	0,88	C10	382,57	382,57	14,48	500	0,03	9,9204	3,3068	3,33
12	0,69	C10	301,96	301,96	4,00	500	0,03	9,0782	3,0261	3,33
13	0,69	C10	301,96	301,96	14,25	500	0,03	9,0782	3,0261	3,33
14	0,34	C9	150,77	150,77	4,00	300	0,03	6,9965	2,3322	2,37
15	0,53	C9	232,98	232,98	4,00	400	0,03	8,2369	2,7456	2,87
16	0,67	C8	291,91	291,91	9,38	400	0,03	8,9636	2,9879	2,87
17	0,77	C8	334,81	334,81	9,38	400	0,03	9,4366	3,1455	2,87
18	0,53	C8	232,98	232,98	12,59	400	0,03	8,2369	2,7456	2,87
19	0,53	C8	232,98	232,98	12,59	400	0,03	8,2369	2,7456	2,87
20	0,10	C7	41,93	41,93	4,00	200	0,03	4,3296	1,4432	1,81
21	0,10	C7	41,93	41,93	4,00	200	0,03	4,3296	1,4432	1,81
22	0,06	C6	25,33	25,33	4,00	200	0,03	3,5841	1,1947	1,81
23	0,69	C6	302,92	302,92	12,15	500	0,03	9,0889	3,0296	3,33
24	0,28	C6	121,28	121,28	12,15	300	0,03	6,4481	2,1494	2,37
25	0,06	C6	25,33	25,33	15,46	150	0,03	3,5841	1,1947	1,49
26	0,21	C5	92,72	92,72	11,50	300	0,03	5,8305	1,9435	2,37
27	0,64	C5	277,85	277,85	11,50	400	0,03	8,7992	2,9331	2,87
28	0,25	C5	107,31	107,31	9,00	300	0,03	6,1589	2,053	2,37
29	0,25	C5	107,31	107,31	9,00	300	0,03	6,1589	2,053	2,37
30	0,37	C4	160,09	160,09	14,15	300	0,03	7,1556	2,3852	2,37
31	0,54	C4	237,51	237,51	14,15	400	0,03	8,2965	2,7655	2,87
32	0,49	C4	214,33	214,33	4,00	400	0,03	7,9831	2,661	2,87
33	0,49	C4	214,33	214,33	11,45	400	0,03	7,9831	2,661	2,87
34	0,38	C3	166,42	166,42	4,00	300	0,03	7,2605	2,4202	2,37
35	0,38	C3	166,42	166,42	4,00	300	0,03	7,2605	2,4202	2,37
36	0,37	C2	160,29	160,29	4,00	300	0,03	7,1591	2,3864	2,37

FUENTE: ELABORACIÓN PROPIA

3.4.7. CARGAS SOBRE CONDUCTOS ENTERRADOS

3.4.7.1. ESTUDIO DE CARGAS.

El objetivo principal del estudio de cargas es de poder definir con claridad las solicitaciones a las que estará sometidas las tuberías y poder definir la calidad requerida, el tipo de asiento necesario de manera que se pueda garantizar su duración.

3.4.7.2. TIPOS DE CARGAS.-

3.4.7.2.1. CÁLCULO DE CARGAS MUERTAS.

$$Wd = Cd * W * (Bd)^2$$

DONDE:

Cd = Coeficiente de carga en función de la relación profundidad ancho, 1.4 H/Bd para las diferentes clases de relleno, 2.1 m.

W = Peso unitario del material en relleno Kg/m³, 2000.

Bd = Ancho de la zanja a nivel de la parte superior del conducto, 2.1 m.

Wd = Carga muerta vertical por metro, 11.113,2 Kg/m.

- Cargas en conductos en terraplén, calculada con la ecuación de Marston.

$$Wn = Cn * W * (Bn)^2$$

W = Peso unitario del material en relleno Kg/m³., 2000

Cn = Coeficiente de carga,

Bn = Ancho, m.

Wn = Carga muerta, Kg/m.

En la siguiente planilla se detallan los cálculos del alcantarillado pluvial de los tramos en estudio.

TABLA 31 TABLA GENERAL DE CÁLCULO CARGAS MUERTAS

Colec.	Cámara		Long. m	Diam. mm	Cotas de salida		H	H/D	Cd	W Kg/ m3	Bc	W Kg/m
	Entr.	Sal.			CT	CR						
RAMAL 1												
1	----	C1	---	---	2063,91	2062	1,909					
RAMAL 2												
2	C2	C3	160,00	300	2088,49	2085,49	3,00	10,00	14,00	2000	0,3	2520,00
3	C3	C4	217,07	500	2085,62	2082,62	3,00	6,00	8,40	2000	0,5	4198,60
4	C4	C5	152,93	600	2081,77	2079,36	2,41	4,01	5,62	2000	0,6	4047,12
5	C5	C6	51,93	750	2080,25	2078,25	2,00	2,67	3,73	2000	0,75	4200,00
6	C6	C7	58,82	750	2080,47	2077,13	3,33	4,44	6,22	2000	0,75	6995,10
7	C7	C8	154,71	750	2076,17	2074,15	2,02	2,69	3,76	2000	0,75	4233,60
8	C8	C9	74,55	750	2074,72	2072,73	2,00	2,67	3,73	2000	0,75	4197,90
9	C9	C10	228,12	1200	2074,26	2071,26	3,00	2,50	3,50	2000	1,2	10066,56
10	C10	C11	71,88	1000	2072,61	2069,55	3,06	3,06	4,29	2000	1	8573,60
11	C11	C12	200,00	1000	2066,59	2064,78	1,81	1,81	2,54	2000	1	5070,80
12	C12	C13	100,00	1000	2064	2062,4	1,60	1,60	2,24	2000	1	4485,60
13	C13	C14	40,00	1000	2062,44	2061,45	1,00	1,00	1,40	2000	1	2794,40

FUENTE: ELABORACIÓN PROPIA

3.4.7.2.2. CÁLCULO DE CARGAS VIVAS.

Para el cálculo de la transmisión de la carga se considera la siguiente ecuación propuesta por Marston.

$$Wt = \frac{1}{L} Ct * Pv * It$$

DONDE:

L = Longitud de la alcantarilla sobre la que transmite la carga, m.

Ct = Coeficiente de carga móvil.

It = Factor de impacto.

Pv = Carga máxima de la rueda.

Wt = Carga vertical que actúa sobre el conducto, Kg/m.

- Cálculo de cargas vivas en el embovedamiento de la quebrada.

Concluyendo que las cargas vivas en este caso afectan a los conductos.

$$Wt = \frac{1}{L} Ct * Pv * It$$

$$L = 218 \text{ m}$$

$$Ct = 0.05$$

$$Pv = 1000 \text{ Kg} / \text{m}^3$$

$$It = 1.075$$

$$Wt = 50 \text{ Kg/m}$$

➤ Cálculo de cargas vivas en el alcantarillado pluvial.

TABLA 32 TABLA GENERAL DE CÁLCULO CARGAS VIVAS

Colec.	Cámara		Long. m	Diam. mm	Cotas de salida		H	H/D	Cta.	Pv	It	Wt
	Entrada	Salida			CT	CR						
RAMAL 1												
1	----	C1	---	---	2063,91	2062	1,909		0,5	1000	1,5	0
RAMAL 2												
2	C2	C3	160,00	300	2088,49	2085,49	3,00	10,00	0,50	1000,00	1,5	4,69
3	C3	C4	217,07	500	2085,62	2082,62	3,00	6,00	0,50	1000,00	1,5	3,46
4	C4	C5	152,93	600	2081,77	2079,36	2,41	4,01	0,50	1000,00	1,5	4,90
5	C5	C6	51,93	750	2080,25	2078,25	2,00	2,67	0,50	1000,00	1,5	14,44
6	C6	C7	58,82	750	2080,47	2077,13	3,33	4,44	0,50	1000,00	1,5	12,75
7	C7	C8	154,71	750	2076,17	2074,15	2,02	2,69	0,50	1000,00	1,5	4,85
8	C8	C9	74,55	750,00	2074,72	2072,73	2,00	2,67	0,50	1000,00	1,5	10,06
9	C9	C10	228,12	1200	2074,26	2071,26	3,00	2,50	0,50	1000,00	1,5	3,29
10	C10	C11	71,88	1000	2072,61	2069,55	3,06	3,06	0,50	1000,00	1,5	10,43
11	C11	C12	200,00	1000	2066,59	2064,78	1,81	1,81	0,50	1000,00	1,5	3,75
12	C12	C13	100,00	1000	2064	2062,4	1,60	1,60	0,50	1000,00	1,5	7,50
13	C13	C14	40,00	1000	2062,44	2061,45	1,00	1,00	0,50	1000,00	1,5	18,75

FUENTE: ELABORACIÓN PROPIA

3.4.7.2.3. CÁLCULO DE CARGAS TOTALES O DE DISEÑO Y FACTOR DE CARGA.

Las cargas totales o de diseño son las cargas con las que calcula el factor de carga y se puede diseñar el tipo de apoyo que tendrá el tramo en estudio; para él mismo se calcula con la siguiente ecuación.

$$CT = CM + CV$$

DONDE:

CT = Carga total o de diseño.

CM = Carga muerta

CV = Carga Viva

El factor de carga es el que permite calcular el tipo de soporte que tendrá la tubería para evitar fisuras, colapsos y otros, etc. La siguiente ecuación permite calcular el factor.

$$F_c = \frac{R_c * F_s}{R_s}$$

DONDE:

Rc = Resistencia de soporte del conducto en campo

Fs = Factor de seguridad generalmente 1.25

Rs = Resistencia de soporte del tubo determinado en el ensayo de las 3 cuchillas

- Cálculo de cargas totales embovedado y factor de carga.

CM = Carga muerta, 11.113,2

CV = Carga Viva, 50

CT = Carga total o de diseño.11163.2 Kg. /m

Fc = 2.67

TABLA 33 TABLA GENERAL DE CÁLCULO CARGAS TOTALES Y FACTORES DE CARGAS

Colec.	Cámara		Long. m	Diam. mm	Cotas de salida		H	H/D	W TOTAL Kg/m	Rs	Fc
	Entrada	Salida			CT	CR					
RAMAL 1											
1	----	C1	---	---	2063,91	2062	1,909	0	0	0	0
RAMAL 2											
2	C2	C3	160,00	300	2088,49	2085,49	3,00	10,00	2524,69	3200,00	0,99
3	C3	C4	217,07	500	2085,62	2082,62	3,00	6,00	4202,06	3200,00	1,64
4	C4	C5	152,93	600	2081,77	2079,36	2,41	4,01	4052,02	3200,00	1,58
5	C5	C6	51,93	750	2080,25	2078,25	2,00	2,67	4214,44	3200,00	1,65
6	C6	C7	58,82	750	2080,47	2077,13	3,33	4,44	7007,85	3500,00	2,50
7	C7	C8	154,71	750	2076,17	2074,15	2,02	2,69	4238,45	3200,00	1,66
8	C8	C9	74,55	750	2074,72	2072,73	2,00	2,67	4207,96	3200,00	1,64
9	C9	C10	228,12	1200	2074,26	2071,26	3,00	2,50	10069,85	4400,00	2,86
10	C10	C11	71,88	1000	2072,61	2069,55	3,06	3,06	8584,03	4400,00	2,44
11	C11	C12	200,00	1000	2066,59	2064,78	1,81	1,81	5074,55	3200,00	1,98
12	C12	C13	100,00	1000	2064	2062,4	1,60	1,60	4493,10	3200,00	1,76
13	C13	C14	40,00	1000	2062,44	2061,45	1,00	1,00	2813,15	3200,00	1,10

FUENTE: ELABORACIÓN PROPIA

3.5. DISTANCIA DE VISIBILIDAD

3.5.1. DISTANCIA DE FRENADO

La norma de la ABC nos recomienda:

TABLA 34 VELOCIDAD DE PROYECTO VS DISTANCIA DE FRENADO

V	t	f _i	dt	Df	Df (m)		V
km/h	s	-	m	m	dt+df	Adopt.	km/h
30	2	0,420	16,7	8,4	25,1	25	30
35	2					31	35
40	2	0,415	22,2	15,2	37,4	38	40
45	2					44	45
50	2	0,410	27,8	24,0	51,8	52	50
55	2					60	55
60	2	0,460	33,3	35,5	68,8	70	60
65	2					80	65
70	2	0,380	38,9	50,8	89,7	90	70
75	2					102	75
80	2	0,360	44,4	70,0	114,4	115	80
85	2					130	85
90	2	0,340	50,0	93,9	143,8	145	90
95	2					166	95
100	2	0,330	55,5	119,4	174,9	175	100
105	2					192	105
110	2	0,320	61,1	149,0	210,0	210	110
115	2					230	115
120	2	0,310	66,6	183,0	249,6	250	120
125	2					275	125
130	2	0,295	72,2	225,7	297,9	300	130

FUENTE: Manual de la ABC

Para nuestro tramo que tiene una velocidad de proyecto igual a **40 Km/Hr** se toma como distancia de frenado igual a **38 m**.

3.5.2. DISTANCIA DE ADELANTAMIENTO

Se tiene tabuladas los siguientes parámetros:

TABLA 35 VELOCIDAD DE PROYECTO VS DISTANCIA DE ADELANTAMIENTO

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

FUENTE: Manual de la ABC

Para la zona de proyecto se tiene prohibido el adelantamiento o sobrepaso de vehículos, debido a que no se cuenta con ancho de calles necesario para el adelantamiento

3.5.3. VEHÍCULO TIPO

3.5.3.1. ELECCIÓN DEL VEHÍCULO TIPO

En otros elementos del proyecto deben utilizarse los parámetros más críticos de los vehículos que circulan o circularán en el futuro.

Los CO son los vehículos rígidos, compuestos por unidades tractoras simples, abarcas los camiones y ovni buses comerciales normalmente de 2 ejes y de 6 ruedas.

Las características geométricas son las siguientes:

- Ancho total = 2.60 m.
- Largo Total (Lt) = 14.0 m.
- Radio Mínimo de rueda externa 12.8 m.
- Distancia entre parachoques delantero y último eje trasero (Lo) = 10.5 m.
- Distancia entre eje delantero y el último eje trasero (Le) = 8.2 m.
- Radio mínimo de rueda interna trasera 8.70 m.

3.5.3.2. ANCHO DE CALZADA

El derecho de vía es la faja de terreno dentro de la cual se aloja una vía de comunicación y sus servicios auxiliares y cuya anchura provista por la Dirección de Desarrollo Urbano, es de 12 m. Debido a que Canasmoro ya cuenta con casas, y viviendas, la Dirección de Desarrollo Urbano nos dio una anchura de 8 metros de vía, 2 metros a ambos lados de dicha vía y es con la que contamos para realizar dicho diseño.

3.5.4. RADIOS MÍNIMOS EN CURVAS HORIZONTALES

Y en el manual de la ABC también encontramos tabulados los valores de radio mínimo para distintas velocidades, tenemos:

TABLA 36 VELOCIDAD DE PROYECTO VS RADIO MÍNIMO

Caminos Colectores- Locales- Desarrollo			
Vp	emax	f	Rmin
km/h	(%)		(m)
30	7	0,215	25
40	7	0,198	50
50	7	0,182	80
60	7	0,165	120
70	7	0,149	180
80	7	0,132	250

FUENTE: Manual de la ABC

Nuestro diseño planimétrico cuenta con varias curvas horizontales debido a que la zona de proyecto es una zona poblada, y se cuenta con casas a ambos lados de la avenida principal, a continuación indicaremos las características de cada curva.

3.5.5. SOBREENCHO EN CURVAS CIRCULARES

El cálculo detallado del sobreencho en curvas circulares de carreteras y caminos se desarrolló mediante el análisis geométrico de las trayectorias que describen los diferentes vehículos, considerando el ancho de la calzada y las huelgas definitivas, los resultados obtenidos quedan bien representados por las expresiones simplificadas que se presentan en la siguiente tabla:

TABLA 37 SOBREENCHO EN CURVAS CIRCULARES

TIPO DE VEHICULO (Lt en m)	PARAMETRO DE CALCULO (m)	E (m)	e.int (m)	e.ext (m)	RADIOS LIMITE (m)
CALZADA EN RECTA 7,0 m (n = 2) 0,6 m ≤ E ≤ 3,0 m E = e.int + e.ext h1 = 0,6 m h2 = 0,4 m					
Camión Unid. Simple Lt = 11,0* Bus Corriente Lt = 12,0	Lo = 9,5	(Lo²/R) - 0,2	0,65 E	0,35 E	30 ≤ R ≤ 130
Bus de Turismo Lt = 13,2* Bus de Turismo Lt = 14,0*	Lo = 10,5 Lo = 10,6	(Lo²/R) - 0,2	0,65 E	0,35 E	35 ≤ R ≤ 160
Semitrailer Lt = 16,4	L1 = 5,6 L2 = 10,0	((L1² + L2²)/R) - 0,20	0,70 E	0,30 E	45 ≤ R ≤ 190
Semitrailer Lt = 18,6*	L1 = 5,6 L2 = 12,2				60 ≤ R ≤ 260
Semitrailer Lt = 22,4*	L1 = 5,6 L2 = 15,5				85 ≤ R ≤ 380
Si e.int calculado ≤ 0,35 m, se adopta e.ext = 0 y se da todo el ensanche E en e.int.					
CALZADA EN RECTA 6,0 m (n = 2) 0,35 m ≤ E ≤ 3,20 m h1 = 0,45 m h2 = 0,05 m					
Camión Unid. Simple Lt=11,0* Bus Corriente Lt=12,0	Lo = 9,5	(Lo²/R) + 0,15	55 E	0,45 E	30 ≤ R ≤ 450
Bus de Turismo Lt=13,2* Bus de Turismo Lt=14,0*	Lo = 10,5 Lo = 10,6	(Lo²/R) + 0,15	55 E	0,45 E	35 ≤ R ≤ 550
Semitrailer Lt=16,4	L1 = 5,6 L2 = 10,0	((L1² + L2²)/R) + 0,20	55 E	0,45 E	45 ≤ R ≤ 650
Semitrailer Lt=18,6*	L1 = 5,6 L2 = 12,2				65 ≤ R ≤ 850
Semitrailer Lt=22,4*	L1 = 5,6 L2 = 15,5				No corresponde a Caminos con Calzada 6,0 m
Si e.int calculado ≤ 0,35 m, se adopta e.ext = 0 y se da todo el ensanche E en e.int.					

FUENTE: Manual de la ABC

$$E = \frac{L_o}{R} - 0.2$$

Dónde:

E= Sobreancho de la curva

L_o = Distancia entre parachoques delantero y ultimo eje trasero

R = Radio de curvatura de la curva

El sobreancho interno de la curva está definido por:

$$e. \text{int.} = 0.35 * E$$

El sobreancho externo de la curva está definido por:

$$e. \text{iext.} = 0.36 * E$$

3.5.6. CARACTERÍSTICAS Y RECOMENDACIONES URBANÍSTICAS.

El diseño planimétrico de calles y avenidas es un diseño distinto al de una carretera, cuyas características geométricas están supeditadas a parámetros urbanísticos

- Lotificación o Parcelamiento.- Es la división de un predio en más de 2 partes con el fin de habilitar las mismas segregada, para lo cual se requiere de la apertura de nuevas vías de circulación y de acceso.
- Urbanización.- Es la incorporación de tierras al uso urbano mediante diseño y construcción planificada de servicios y equipamiento indispensable para la vida urbana y ejecutada de acuerdo a un proyecto de parcelamiento.
- Trazo de Manzanas.- Las manzanas preferentemente rectangulares, deberán tener proporciones en función al tamaño y forma del lote para que esté prevista la zona en el reglamento de zonificación. En ningún caso se tendrá más 300 m. de longitud para no obstaculizar la libre circulación ni menos de 89 para evitar los cruces excesivos. El relieve topográfico de las manzanas deberán permitir la normal evacuación de aguas pluviales hacia las calles colindantes, se excluyen el parcelamiento de los terrenos con más del 20% de pendiente.

- **Sistemas Viales.-** El proyecto de parcelamiento deberá mantener el trazado de la estructura vial principal con la jerarquía establecida en el plan director. Será obligatorio el trazo de vías a ambos márgenes de los ríos y quebradas existentes, siempre que la topografía lo permita.
- **Intersecciones.-** Las calles deberán intersectarse lo más aproximadamente posible a un ángulo de 90°; deberán evitarse intersecciones en un ángulo menores a 60° y las intersecciones con más de 2 calles en un solo punto.
- **Pendientes de las Calles.-** Las calles deberán ser localizadas siguiendo en lo posible las curvas de nivel y en forma tal que las pendientes de las mismas no sean en ningún caso mayores al 12 % ni menor al 0.5 %.
- **Acabado Urbano.-** Se define acabado urbano a la construcción de aceras y calles peatonales, arborización, colocación de césped, señalización, etc. Que deben ser tomados en cuenta al realizar un proyecto vial urbano.
- **Línea Municipal.-** La línea municipal es aquella que divide la propiedad privada de la propiedad pública. Para el proyecto, según la Dirección de Desarrollo Urbano es de 12 m.

3.5.7. LÍNEA DEFINITIVA PLANIMÉTRICA DE DISEÑO

A continuación tenemos el resumen del diseño planimétrico de sus curvas horizontales, radios de curvatura sobrecanchos internos y externos

TABLA 38 PARÁMETROS DE DISEÑO EN PLANTA

PARÁMETROS DE DISEÑO EN PLANTA											
PI	VP	RC	f	e	E Calc.	E Adop	e int	e ext.	Desarrollos	Princ. C.	Final. C.
	(km/h)	(m)		%	m	m	m	m	m	m	m
1	40	50	0,198599	7	2,005	2	1,3	0,7	51,24	113,03	164,28
2	40	60	0,198599	7	1,6375	1,64	1,07	0,574	116,33	230,385	346,711
3	40	100	0,198599	7	0,9025	0,9	0,59	0,315	15,29	514,008	529,301
4	40	100	0,198599	7	0,9025	0,9	0,59	0,315	30,50	680,504	711,001
5	40	120	0,198599	7	0,7188	0,72	0,47	0,252	16,64	783,501	800,14
6	40	150	0,198599	7	0,535	0,53	0,34	0,186	25,94	1016,624	1042,567
7	40	150	0,198599	7	0,535	0,53	0,34	0,186	15,48	1290,379	1305,856
8	40	50	0,198599	7	2,005	2	1,3	0,7	26,45	1525,789	1552,239

9	40	50	0,198599	7	2,005	2	1,3	0,7	17,48	1612,561	1630,038
10	40	500	0,198599	5,7	0,0205	0,5	0,33	0,175	16,45	2029,658	2046,11
11	40	50	0,198599	7	2,005	2	1,3	0,7	50,25	2176,455	2226,703
12	40	50	0,198599	7	2,005	2	1,3	0,7	19,11	2283,974	2303,082

FUENTE: Elaboración Propia

3.5.8. ELECCIÓN DE LA SECCIÓN TIPO

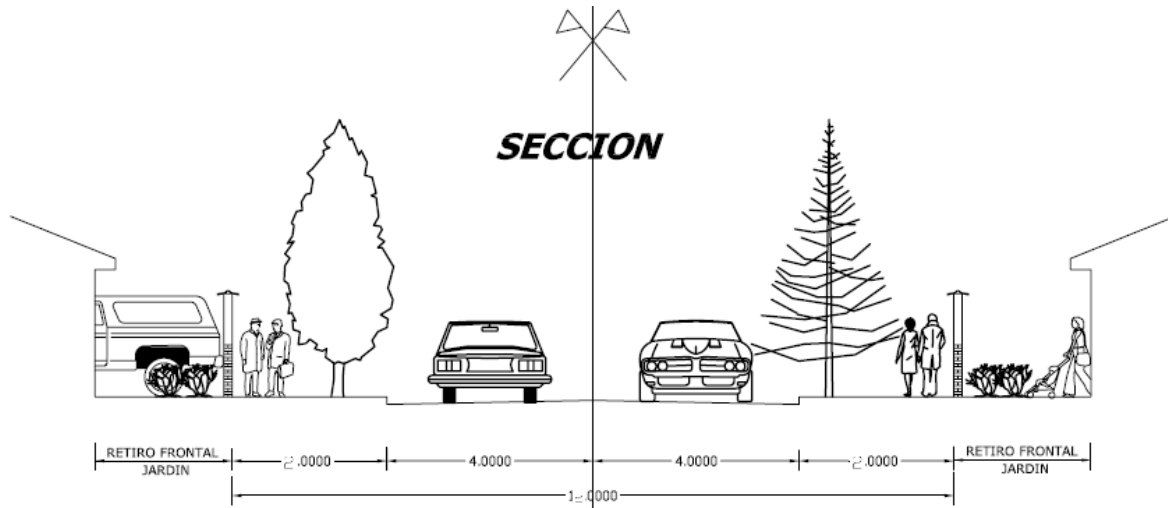
- Ancho de Carriles.- El ancho de carril de proyecto es de 4 m teniendo un ancho de vehículo tipo de 2.6 dejando un margen de seguridad de 1.4 m.
- Número de Carriles.- El número de carriles deberá ser suficiente para acomodar los volúmenes de diseño, normalmente las condiciones de capacidad no gobiernan las avenidas. La norma de D. D. U. establece que se dispondrán 1 carriles por sentido.
- Ancho de la Calzada.- Es la plataforma por la cual circulan normalmente los vehículos. El ancho de la calzada del proyecto en total de los 2 sentidos es de 8 m.
- Pendiente Transversal.- También llamadas bombeos, las pendientes de las calzadas deben ser suficientes para asegurar un adecuado escurrimiento de las aguas superficiales hacia la cuneta adoptamos un 2%.
- Aceras, Veredas o Cordones.- Normalmente las calles se diseñan con cordones para la mayor utilización del ancho posible, control de drenaje y protección de peatones. El cordón es ubicado generalmente a la derecha del tráfico.
- El ancho de acera para el proyecto es de 2 m. Se tomó como radio de curvatura de 9m, la norma recomienda que en caso de intersecciones importantes se deba tomar un radio mínimo de acera de 6 m.
- Canteros o Anchos de Jardín.- Los jardines o canteros en avenidas cumplen 2 funciones que desarrollamos a continuación.

La primera es de proporcionar la delimitación por sentidos de la calza dando mayor seguridad a los usuarios de la vía y ordenando los vehículos.

La segunda función es poder dar paisajismo urbano con el propósito de realzar la estética y controlar la erosión.

Este diseño no contará con canteros o jardín del proyecto debido a que el derecho de la vía es muy angosto.

GRÁFICO 19 SECCIÓN TIPO



3.5.9. DISEÑO DE OCHAVES

Son cortes tangentes que se realiza sobre la línea de propiedad con el objetivo de dar mayor visibilidad a las intersecciones y evitar el estrangulamiento de las aceras, para dimensionar los ochaves deberá ser un corte diagonal de 4.5m. de longitud mínima, para el diseño se tomó como longitud del ochave de 5m. para garantizar la visibilidad.

3.6. DISEÑO ALTIMÉTRICO

El diseño altimétrico es el diseño de la rasante o sub rasante de proyecto, para lo cual es necesario poder determinar las características básicas topográficas como el perfil longitudinal y otras que describimos a continuación.

3.6.1. DISEÑO DE LA RASANTE O SUB RASANTE

Para poder diseñar la rasante de proyecto se debe tomar en cuenta los siguientes criterios y especificaciones.

- Criterio de la pendiente máxima.- Este criterio es referido a que ningún trazo de la rasante debe tener una inclinación mayor de pendiente máxima especificada de acuerdo a normas de diseño; para el efecto de pendiente máxima señalamos a continuación.

TABLA 39 PENDIENTES MÁXIMAS

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

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

FUENTE: Normativa de la ABC

- Criterio de la pendiente mínima.- Es deseable una pendiente longitudinal mínima de 0.5% a fin de asegurar en todo punto de la calzada un eficiente drenaje de las aguas superficiales.
- Criterio de Puntos Obligados Altimétricos.- El criterio de los puntos obligados altimétricos es similar al de los puntos obligados planimétricos; se refiere a que su determinación ya sea por aspectos técnicos o socioeconómicos, debe ser tomadas en cuenta en sus elevaciones a tiempo de realizar el trazado definitivo de sub rasante; los puntos obligados altimétricos del proyecto son los siguientes.

TABLA 40 PUNTOS OBLIGADOS ALTIMÉTRICOS

PUNTOS OBLIGADOS ALTIMÉTRICOS		
DESCRIPCIÓN	PROGRESIVA	ALTURA
Inicio	0+000	2062
Inicio de Alcantarilla	0+620	2061.78
Fin de Alcantarilla	0+645	2061.60

FUENTE: Elaboración propia (Datos Técnicos del Proyecto)

- Criterio de Compensación Volumétrica.- La sub rasante que se proyecte debe compensar, en todo lo que sea posible, los cortes con los terraplenes en el sentido longitudinal y a un transversal cuando se aloje en una ladera que permita la compensación lateral.

3.6.1.1. ENLACE DE LA RASANTE O SUB RASANTE.

Los elementos que constituyen el perfil longitudinal de la subrasante, deben enlazarse por medio de las curvas verticales, convexas o cóncavas, de longitud variable. Así, pues, las curvas verticales se

emplean para pasar gradualmente de un punto a otro en la que vamos subiendo luego bajamos, denominado cima, y en otro lo cual primero se baja y luego se sube llamado columpio.

Únicamente se proyectará curva vertical cuando la diferencia algebraica entre dos pendientes sea mayor de 0.5%, ya que en los casos de diferencia igual o menor a la indicada, el cambio es tan pequeño que en terreno se pierde durante la construcción.

TABLA 41 CURVAS VERTICALES

Curvas Verticales en cima								
Nº	PIV	P entrada	P Salida	V	Df	Lmin 1	Lmin 2	L Diseño
2	0+089,992	5,265	0,656	40	38	3,79	55,38	30
4	0+290	4	-3,59	40	38	32,15	91,19	30
7	1+080	3,182	-1,403	40	38	3,41	55,09	30
10	1+540	2,832	-2,034	40	38	7,60	58,46	30
12	1+720	3,358	1,651	40	38	-118,97	20,51	40
13	1+815	1,651	-2,18	40	38	-10,88	46,03	50
14	2+040	2,992	1,154	40	38	-105,08	22,08	30

dmayL D meno L

Curvas Verticales en columpio								
Nº	PIV	P entrada	P Salida	V	Df	Lmin 1	Lmin 2	L Diseño
1	0+0,40	-0,315	5,265	40	38	76,13	-0,99	30
3	0+170	0,656	5,403	40	38	76,02	-1,01	30
5	0+494,652	-3,59	0	40	38	76,01	0,00	30
6	0+696,379	0	2,593	40	38	0,00	-0,49	30
8	1+210	-1,403	1,685	40	38	76,03	-0,32	30
9	1+360	1,685	2,832	40	38	76,01	-0,53	30
11	1+585	-2,034	3,358	40	38	76,05	-0,63	30
14	1+880	-2,18	2,992	40	38	76,04	-0,56	30
16	2+152,5	1,154	3,494	40	38	76,01	-0,65	30
17	2+275	3,494	6,687	40	38	76,06	-1,25	30

Curvas Verticales en columpio (ACCESO 3)

18	0+047,684	2,15	10,453	40	38	76,09	-1,96	30
----	-----------	------	--------	----	----	-------	-------	----

Curvas Verticales en columpio (ACCESO 4)

18	0+059,942	5,866	9,186	40	38	76,09	-1,72	30
----	-----------	-------	-------	----	----	-------	-------	----

FUENTE: Elaboración propia

3.6.2. DIAGRAMA DE MASAS

El diagrama de masas de la avenida principal y acceso de este proyecto se encuentra en sección de planos de este proyecto.

3.7. DISEÑO DEL PAQUETE ESTRUCTURAL

Para el diseño del paquete estructural se realizó primeramente el estudio de suelos de 5 puntos de la zona de proyecto, estos puntos tiene una separación de 500 metros sobre la avenida principal de Canasmoro, se tiene un punto de estudio sobre un acceso y el otro punto de estudio se realizó en un banco de materiales.

3.7.1. ESTUDIO DE SUELOS

A continuación haremos un resumen del estudio de suelos de las muestras observadas

TABLA 42 RESUMEN DE ESTUDIO DE SUELOS

N°	Límite Líquido	Límite Plast.	Índice Plast.	CLASIF. AASHTO	DENSIDAD MÁXIMA	HUMEDAD ÓPTIMA	C.B.R. 95%
1	33.2	25.7	7.4	A-2-4(0)	2102 Kg/m ³	9.5 %	15.9
2	26.7	16.7	10	A-2-4(0)	2124 Kg/m ³	8.4 %	17.9
3	24.8	17.7	7.2	A-2-4(0)	2166 Kg/m ³	8.0 %	23.3
4	25.9	17.2	8.7	A-2-4(0)	2166 Kg/m ³	10.1 %	16.6
5	31.5	18.3	13.3	A-2-6(0)	2188 Kg/m ³	7.9 %	17.0
6(base)	0	N.P.	0	A-1a(0)	2229 Kg/m ³	5.8 %	134.3

Fuente: Elaboración Propia

Los estudios de Suelos se encuentran en **ANEXO D**

3.7.2. DISEÑO DE ALTERNATIVAS DE PAVIMENTO

Para el siguiente proyecto se diseñó la capa de rodadura con pavimento flexible debido a las siguientes consideraciones nombradas:

- La baja cantidad de tráfico en la zona de proyecto hacen ver de forma innecesaria el uso de pavimento rígido.

- La diferencia de costos entre el pavimento rígido y el pavimento flexible, notando que el costo menor es con pavimento flexible.
- La poca presencia de cargas significativas en el tráfico, es decir la baja circulación de vehículos pesados

Por todos los aspectos nombrados anteriormente vemos que la mejor capa de rodadura sería el pavimento flexible ya que es la mejor opción técnica y económica.

3.7.2.1. PAVIMENTO FLEXIBLE

Para el diseño del pavimento flexible se usó el método de la AASHTO 1997, es el cual nos recomienda los manuales de la ABC.

Las variables que se tienen que considerar en este método, serán las siguientes:

3.7.2.1.1. VARIABLES EN FUNCIÓN DEL TIEMPO

Se recomiendan periodos de diseño en la siguiente forma:

TABLA 43 PERIODO DE DISEÑO

TIPO DE CARRERA	PERIODO DE DISEÑO
Autopista Regional	20 – 40 años
Troncales suburbanas	15 – 30 años
Troncales Rurales	
Colectores Suburbanas	10 – 20 años
Colectores Rurales	

Fuente: Manual Centroamericano de Normas para el diseño Geométrico de las Carreteras Regionales

Para este proyecto se adoptó un periodo de diseño de **20 años (2012-2031)**

3.7.2.1.2. VARIABLES EN FUNCIÓN DEL TRANSITO

3.7.2.1.2.1. CONVERSIÓN DE LOS VEHÍCULOS A ESAL/VEHÍCULO

Dónde:

X: Carga para la cual se calcula el factor de equivalencia

ÍNDICE DE CRECIMIENTO = 11 %

Calculando tenemos:

TABLA 44 CÁLCULO DE ESAL'S DE DISEÑO

Tipo de Vehículo	Cantidad de vehículos diarios "A"	Factor de crecimiento "B"	Tránsito de diseño "C"	ESAL's factor "D"	ESAL's de diseño "E"
VEHÍCULOS SENCILLOS					
Autos	119	11	477785	0,0002	95,557
Autobuses	119	11	477785	1,1005	525802,393
CAMIONES EJE SIMPLE					
Pic ups	55	11	220825	0,004	883,3
Otros vehículos 2 ejes y cuatro ruedas (agrícolas)	40	11	160600	0,0132	2119,92
Camiones de 2 ejes, 6 ruedas, camiones de 3 ejes o más	10	11	40150	1,972	79175,8
CAMIONES TIPO TRAILER EJE COMPUESTO					
Semirremolque (3 ejes)	7	11	28105	1,876	52724,98
Semirremolque (4 ejes)					
Camión acoplado (5 o más ejes)					
Camión acoplado (5 ejes)					
Camión acoplado (6 o más ejes)					
	350			ESAL's DE DISEÑO	660801,95

Fuente: Elaboración Propia

3.7.2.1.3. 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

TABLA 45 CONFIABILIDAD

Clasificación Funcional	Urbana	Rural
Interestatal y Otras autopistas	85.0 -99.9	80.0 – 99.9
Arterias Principales	80.0 – 99.0	75.0 – 95.0
Colectores	80.0 - 95.0	75.0 – 95.0
Local	50.0 – 80.0	50.0 – 80.0

Fuente: Manual Centroamericano de Normas para el diseño Geométrico de las Carreteras Regionales

3.7.2.1.4. CRITERIOS PARA DETERMINAR LA SERVICIABILIDAD

Los valores que se recomiendan por experiencia son:

Serviciabilidad inicial

$$Po = 4.2 \text{ para pavimentos flexibles}$$

Serviciabilidad final

$$Pt = 2.2 \text{ para pavimentos flexibles}$$

3.7.2.1.5. DETERMINACIÓN DE ESPESORES

DATOS DE MI SUBRAZANTE

CBR (100%) = 15.9

$$W_{18} = CBR * 1500$$

$$W_{18} = 15.9 * 1500$$

$$W_{18} = 23850$$

A continuación determinaremos el número estructural del Abaco correspondiente. Previamente definiremos los parámetros

ZR = Es el valor de Z (área bajo la curva de distribución) correspondiente a la curva estandarizada para una confiabilidad R = (80 %)

SO = Desviación estándar de todas las variables. (0.45)

Δ PSI = Pérdida de serviciabilidad (2.0)

Mr. = Módulo de resiliencia de la subrazante (23850)

Del Abaco sacamos el número estructural que es igual a:

$$SN = 2.2$$

Para este definiremos los coeficientes estructurales del paquete estructural en función de la calidad de los materiales que forman cada capa, para la capa de rodadura tenemos el a_1

Para un módulo de elasticidad de la capa de rodadura igual $E_{CA}=300000 \text{ Lb/plg}^2$ tenemos $a_1= 0.36$

RESUMIENDO LOS DATOS OBTENIDOS ANTERIORMENTE TENEMOS:

$$\begin{aligned}
 R &= 80 \% \\
 S_o &= 0.45 \\
 W18 &= 0.67 \times 10^6 \\
 \Delta PSI &= 2.0
 \end{aligned}$$

TABLA 46 DATOS DE LOS MATERIALES DE DISEÑO

Material	Mr. (Mpa - Psi)	a_i	m_i
Capa Asfáltica	2070 (300000)	0.36	-----
Base	80 (28000)	0.13	1.12
Sub Base	60 (18000)	0.13	0.80
Subrazante	15.9 (23850)	-----	-----

Fuente: Elaboración Propia

A partir del Abaco encontramos el numero estructural de diseño “SN”, que para este proyecto es igual **2.2**(para proteger la subrazante) que es el Numero estructural **REQUERIDO** para proteger toda la estructura del pavimento

Para los valores de Mr. = 18000 = 18 el valor de SN_2 es 2.2 (para proteger la subbase granular) y para Mr.=28,000 = 28 el valor de SN_1 es de 1.9 (para proteger la base triturada)

$$D_1 = \text{Adoptando } 3''$$

Entonces el SN_1 absorbido por el concreto asfáltico conforme la fórmula es:

$$SN_1 = a_1 \times D_1 = 0.36 \times 3 = 1.08$$

Después se calcula el espesor mínimo de la capa base conforme la fórmula:

$$D_2 \geq SN_2 - SN_1/a_2m_2$$

$$D_2 \geq 2.2 - 1.08/0.13 * 1.12 = 7.69'' \text{ Adoptamos } 8''$$

Entonces el SN_2 absorbido por la base conforme la fórmula es:

$$SN_2 = a_2 \times m_2 \times D_2$$

$$SN_2 = 0.13 \times 1.12 \times 8 = 1.21$$

Después calculamos el espesor de la subbase, conforme la fórmula:

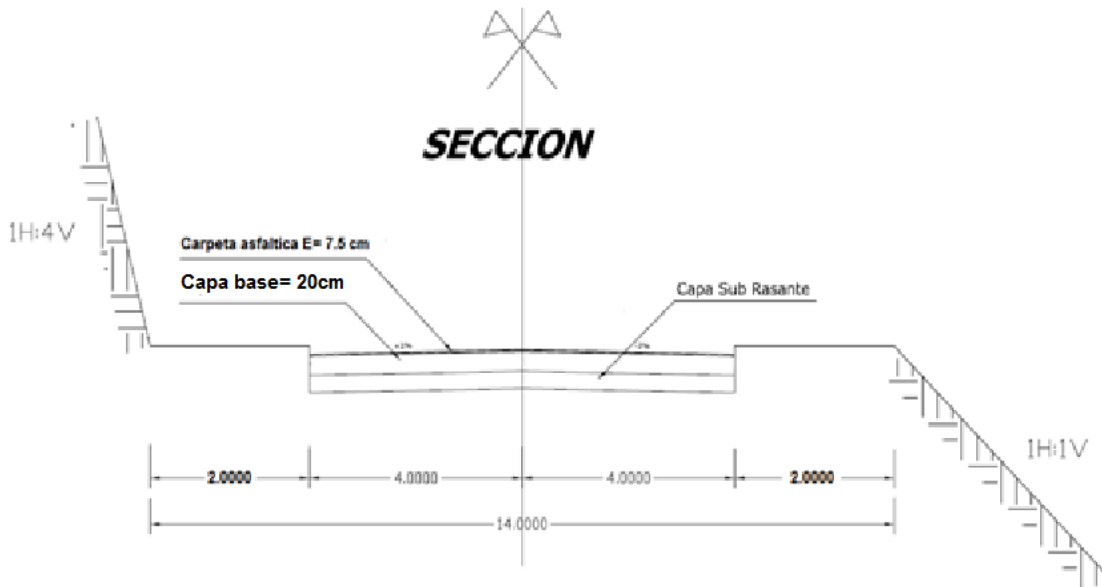
$$D_3 \geq (SN_3 - (SN_1 + SN_2)) / a_3 m_3$$

$$D_3 \geq \frac{2.2 - (1.08 + 1.21)}{0.14 \times 0.8} = -0.803$$

Realizando el cálculo de espesor de la capa sub base será igual a 0 cm. podemos observar que no es necesaria estructuralmente la presencia de esta capa.

A continuación le mostramos la sección del paquete estructural utilizado para todos los tramos de este proyecto

GRÁFICO 20 ESPEORES DE LAS CAPAS DEL PAQUETE ESTRUCTURAL



3.8. SEÑALIZACIÓN

3.8.1. TIPOS DE SEÑALES

Para un mejor estudio de la señalización, las normas han dividido la señalización en 2 sub grupos que son:

- a) Señales Horizontales
- b) Señales Verticales

3.8.1.1. SEÑALIZACIÓN HORIZONTAL

TABLA 47 SEÑALIZACIÓN HORIZONTAL DEL PROYECTO

TIPO DE LÍNEA	Unidad	LONGITUD (m)
LÍNEA AMARILLA DOBLE CONTINUA	m	3146,624
LÍNEA BLANCA (PASO DE ZEBRA)	m2	90
LÍNEA DE PARADO	m2	10
FLECHAS DIRECCIONALES	m2	20

Fuente: Elaboración Propia

3.8.1.2. SEÑALIZACIÓN VERTICAL

A continuación tenemos el resumen de señalización vertical para este proyecto

TABLA 48 SEÑALIZACIÓN VERTICAL DEL PROYECTO

TRAMO	SEÑALIZACIÓN PREVENTIVA	SEÑALIZACIÓN RESTRICTIVA	SEÑALIZACIÓN INFORMATIVA
AV. PRINCIPAL	2	1	3
ACCESO N°1	1	2	1
ACCESO N°2	1	2	1
ACCESO N°3	1	2	1
ACCESO N°4	1	2	1
ACCESO N°5	1	2	1
TOTAL	7	11	8

Fuente: Elaboración Propia

3.9. FICHA AMBIENTAL

Para el planteamiento de adecuadas medidas de prevención y mitigación ambiental (PPM) y elaboración del Plan de Aplicación y Seguimiento Ambiental (PASA) es importante identificar los impactos ambientales que pueden producirse durante el Proyecto “Diseño Final de Ingeniería de la Avenida Principal y Accesos de Canasmoro”.

Las actividades de construcción prevén impactos directos y específicos, sobre la población local cercana al proyecto; hasta su completa conclusión y restauración del área. Por otro lado la fase operativa implicará otro tipo de impactos y riesgos que podrían afectar a los habitantes locales y personas que desempeñen sus labores en el entorno.

Paralelamente se prevé impactos positivos importantes que se traducirán en la generación de empleos temporales de distinta índole. En la fase operación, se producirá el aumento en el desarrollo de las actividades agropecuarias y comerciales.

Se observa que el entorno ambiental se constituye de elementos y procesos relacionados a los medios:

- Medio abiótico (geología, suelos, paisaje, agua y aire)
- Medio biótico (fauna, flora)
- Medio humano (social, económico y cultural)

En cumplimiento al Título IV, artículo 23 incisos h) e i), y artículo 30° del Reglamento de Prevención y Control Ambiental de la Reglamentación de la Ley 1333 del Medio Ambiente se elabora el Programa de Prevención y Mitigación (PPM) con el objeto de plantear medidas adecuadas para identificar en primera instancia, los potenciales impactos ambientales que pueden producirse durante el “Diseño Final de Ingeniería de la Avenida Principal y Accesos de Canasmoro”

La Matriz de Impacto Ambiental de este proyecto se encuentra en ANEXOS

3.9.1. CATEGORIZACIÓN AMBIENTAL DE PROYECTO

En un proceso de gestión ambiental es importante que todos los proyectos de inversión puedan ser categorizados bajo las mismas condiciones, es decir, garantizando equidad e imparcialidad en el procedimiento. Bajo este principio, se ha de diseñado un sistema que está contenido en la reglamentación de la Ley N° 1333 de Medio Ambiente y desde 1996 al presente, ha tenido exitosa aplicación en Bolivia.

Para llenar una Ficha Ambiental (FA) y la Categorización Ambiental, se ha desarrollado una metodología denominada ETE (Equidad, Transparencia Eficiencia), de muy simple aplicación, versatilidad y rapidez en el proceso de Identificación de Impacto Ambiental (IIA).

La categorización de los proyectos está de acuerdo a las siguientes definiciones:

Categoría 1: Requieren de Evaluación de Impacto Ambiental Analítica Integral, nivel que por el grado de incidencia de efectos en el ecosistema, deberá incluir en sus estudios el análisis detallado y evaluación conjunta de todos los factores del sistema ambiental: físico, biológico, socioeconómico.

Categoría 2: Requieren de Evaluación de Impacto Ambiental Analítica Integral, nivel que por el grado de incidencia de efectos en algunos de los factores ambientales del ecosistema, considera en sus estudios el análisis detallado y evaluación de uno o más de los factores señalados en la categoría 1.

Categoría 3: Requieren la preparación del Plan de Aplicación y Seguimiento Ambiental (PASA), nivel que por las características conocidas de los proyectos, obras o actividades, necesite sólo la adaptación de medidas precisas para evitar, mitigar o compensar efectos adversos.

Categoría 4: No requieren de EEIA, los proyectos, obras o actividades que no están considerados dentro de las tres categorías anteriores.

3.9.2. METODOLOGÍA ETE

La metodología ETE está basada en la Matriz de Causa-Efecto (M1), que para ser llenada, primero requiere la definición secuencial de las actividades del proyecto para cada una de las siguientes fases:

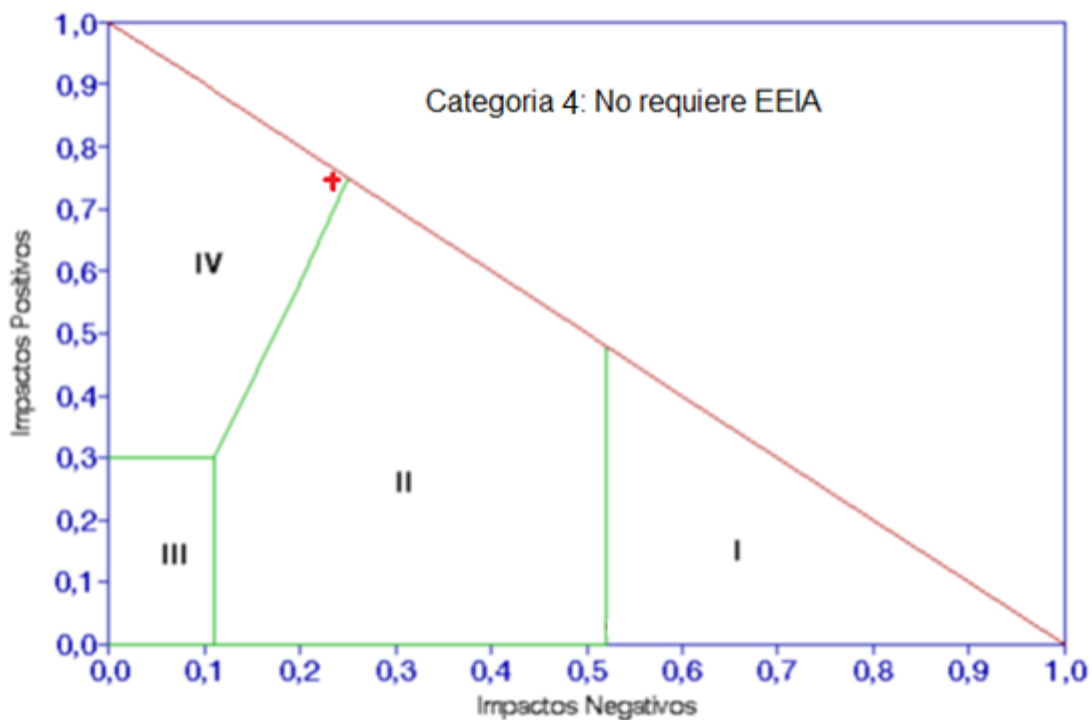
- Fase 1: Explotación o Prospección
- Fase 2: Construcción u Obras de Mejoramiento
- Fase 3: Operación
- Fase 4: Mantenimiento o Rehabilitación
- Fase 5: Futuro Inducido
- Fase 6: Abandono

En cada uno de las matrices M1, se procede a realizar la valoración de los impactos y riesgos ambientales ya identificados, utilizando una escala comprendida entre -3 a -1 para valores negativos (alto, medio, bajo) y entre 1 a 3 para los valores positivos (bajo, medio y alto), excluyendo al cero.

Al final, se obtiene una Matriz Resumen de Identificación de Impacto Ambiental (MRIIA), conocido como M2, contiene los valores ponderados de los impactos ambientales positivos y negativos, de cada atributo ambiental, identificados y valuados en cada una de las matrices M1 correspondencia.

Como se puede apreciarse, en la figura siguiente se grafican los valores ponderados, positivos y negativos de los impactos ambientales identificados, que siempre estarán comprendidos dentro de la región definida por la recta “condición de frontera”, en alguna de las cuatro áreas que corresponden a cada una de las categorías ambientales

GRÁFICO 21 CLASIFICACIÓN DE LOS PROYECTOS PARA SU IMPACTO AMBIENTAL



FUENTE: METODOLOGÍA PARA CATEGORIZACIÓN AMBIENTAL DE LOS PROYECTOS DE DESARROLLO

La suma de los impactos positivos es de 37, ponderando un porcentaje de 0.74 % de Impactos Positivos.

La suma de los impactos negativos es de 13, ponderando un porcentaje de 0.26% de Impactos Ambientales.

La Ficha ambiental, la Matriz de Impactos (M1), la Matriz de Impactos (M2) se encuentra en **ANEXO E**

3.10. CÓMPUTOSMÉTRICOS

Los cálculos métricos se reducen a la medición de longitudes, superficies y volúmenes de diferentes partes de la obra, recurriendo para ello a la aplicación de fórmulas geométricas y trigonometrías.

- Cálculos métricos.
- Medición de volúmenes.
- Cubicajes.

Para poder calcular se debe definir las actividades que se deberán ejecutar en el proyecto.

Las actividades fueron definidas en función a los requerimientos del proyecto; para tal efecto se procedió a dividir en 5 partes para su mejor estudio, las cuales definimos a continuación.

TABLA 49 CÓMPUTOSMÉTRICOS

Diseño Final de Ingeniería Avenida Principal y Accesos Canasmoro

N°	ÍTEM	UNID	CANTIDAD
1	ACTIVIDADES PREVIAS		
1,1	MOVILIZACIÓN Y DESMOVILIZACIÓN	GLB	1,00
1,2	INSTALACIÓN DE FAENAS (CAMPAMENTO)	GLB	1,00
2	MOVIMIENTO DE TIERRAS		
2,1	REPLANTEO GENERAL DE LA OBRA	Km	3,15
2,2	LIMPIEZA - DESBROCE Y DESTRONQUE	ha	3,78
2,3	EXCAVACIÓN NO CLASIFICADA	m3	11.952,46
2,4	CONFORMACIÓN DEL TERRAPLÉN	m3	2.348,00
2,5	SOBRE ACARREO M3-KM	M3-Km	22.170,05
3	PAVIMENTO		
3,1	TRANSPORTE DE ÁRIDOS CLASIFICADOS PARA BASE	M3-Km	12.067,68
3,2	CONFORMACIÓN DE BASE TRITURADA CLASIFICADA	m3	5.028,20
3,3	IMPRIMACIÓN BITUMINOSA (SUMINISTRO DE MATERIALES Y EJECUCIÓN)	m2	25.172,99
3,4	TRATAMIENTO SUPERFICIAL TRIPLE (SUMINS, DE MATERIAL, TRASNP. Y EJECUCIÓN)	m3	2.211,00
4	DRENAJE		
4,1	EXCAVACIÓN PARA ESTRUCTURAS Y ALCANTARILLADO PLUVIAL	m3	4.221,24
4,2	MATERIAL GRANULAR PARA FUNDACIONES DE ALCANTARILLA	m3	4.304,79
4,3	RELLENO Y COMPACTADO	m3	3.288,41
4,4	HORMIGÓN CICLÓPEO	m3	6,72
4,5	HORMIGÓN ARMADO	m3	46,22
4,6	COLCHONETA	m3	12,00
4,7	ALCANTARILLA D = 150 mm	ml	15,46
4,8	ALCANTARILLA D = 200 mm	ml	20,00
4,9	ALCANTARILLA D = 300 mm	ml	248,15
4,10	ALCANTARILLA D = 400 mm	ml	97,04
4,11	ALCANTARILLA D = 500 mm	ml	284,78
4,12	ALCANTARILLA D = 600 mm	ml	152,93
4,13	ALCANTARILLA D = 750 mm	ml	340,01
4,15	ALCANTARILLA D = 1000 mm	ml	411,88
4,16	ALCANTARILLA HORMIGÓN D = 1200 mm E=2,5 mm	ml	228,12
4,17	ACERO ESTRUCTURAL FYK = 4200 KG/CM2 P/ALCANTARILLA DE CRUCE	Kg	3.286,62
4,18	TAPA DE H°A° PARA CÁMARAS DE INSPECCIÓN	m3	1,82
4,19	TRAZADO Y REPLANTEO CÁMARAS DE INSPECCIÓN	Pza.	14,00
4,20	H°C° P/FUNDACIONES CÁMARAS DE INSPECCIÓN	m3	7,23
4,21	H°C° P/ ELEVACIONES	m3	37,65

4,22	REVOQUE Y ENLUCIDO INTERIOR	m2	110,55
4,23	RELLENO Y COMPACTADO DE CÁMARAS DE INSPECCIÓN	m3	214,09
5	OBRAS COMPLEMENTARIAS		
5,1	ACERAS	m2	12.586,50
5,2	CORDONES	ml	6.293,25
5,4	SEÑAL HORIZONTAL	ml	3.146,00
5,5	SEÑAL VERTICAL PREVENTIVA	Pza.	7,00
5,6	SEÑAL VERTICAL RESTRICTIVA	Pza.	11,00
5,7	SEÑAL VERTICAL INFORMATIVA	Pza.	8,00
5,7	SEÑALIZACIÓN HORIZONTAL (PASO DE ZEBRA)	m2	276,00
5,1	POSTES DE HORMIGÓN ARMADO	Pza.	26,00

Fuente: Elaboración Propia

El desglose de los cómputos métricos se encuentra en **ANEXOS F**

3.10.1. DIAGRAMA DE MASAS

Es la representación gráfica de los volúmenes de tierra que resultan en exceso o en defecto, en un proyecto de carreteras, después de efectuarse la compensación transversal. Es un procedimiento sistemático que permite determinar la mejor forma de distribuir los cortes y rellenos.

LOS DIAGRAMA DE MASAS DE LOS MOVIMIENTOS DE TIERRAS SE ENCUENTRAN EN LA SECCIÓN PLANOS

3.11. COSTOS Y CRONOGRAMA DE ACTIVIDADES

El cálculo de costos de construcción de las obras de ingeniería nos permite establecer en forma a priori el presupuesto o precio total de una determinada obra, siendo de capital importancia para el proyecto tener conocimiento previo de la construcción antes de embarcarse la ejecución de la misma.

La estimación del costo de una construcción debe ser necesariamente el resultado de un proceso de cálculo de CANTIDADES (volumen de obra) y VALORES (precios unitarios).

Existen muchas maneras de poder realizar un análisis de costos, el método oficial es el de análisis de precio unitarios, para el proyecto se optó por realizar el método de precios unitario que detallamos a continuación. Previo se tendrá que definir algunos parámetros.

3.11.1. COSTOS DE MAQUINARIA Y EQUIPO PESADO.

Todo equipo de construcción utilizado para la ejecución de obras debe responder a un régimen de producción tal que permita estimar con relativa seguridad el tiempo de duración o ejecución de la misma, así como establecer los costos que erogan el derecho de propiedad como el de su conservación.

3.11.2. CAPITAL DE INVERSIÓN.

Dentro de este concepto se puede identificar 2 categorías de inversión claramente definidas. La primera tiene que ver con el costo de inversión propiamente dicho y comprende todos los gastos correspondientes a la compra del equipo así como al pago de impuestos, seguros, transporte, etc. gastos que se erogan desde el momento de adquisición hasta que el equipo haya llegado al término de su vida útil; esta categoría de gastos recibe el nombre de costos fijos o de propiedad.

La otra categoría tiene que ver con todos los gastos erogados a lo largo de su vida útil, por concepto de operación y mantenimiento. Estos gastos, correspondientes al pago de salarios al operador, combustibles, lubricantes, repuestos, etc. son los costos variables o de operación.

3.11.3. PARÁMETROS DE COSTOS DE EQUIPO.

Coste de Entrega (CE).- Expresa el pago total de adquisición del equipo que se ha efectuado en la transacción comercial realizada.

Valor Residual.- Se refiere al valor del equipo que está quedando reducido cuando el mismo termina su vida útil estimada.

Valor Neto.- Es el valor correspondiente al valor absoluto, resultante de la diferencia entre el costo de entrega y el valor residual.

Valor del Equipo.- Se estima la vida útil del equipo con el propósito de establecer desde el principio el costo razonable para aplicarlo al uso mismo.

Inversión media Anual.- Se emplea este parámetro debido a que los componentes del costo fijo se calcula en base a este parámetro realizado durante la vida útil del equipo. Este valor es expresado en una media aritmética entre el valor a comienzo de año y el número de años que se estima de vida útil.

Depreciación del Equipo.- Se entiende por depreciación del equipo a la disminución del valor que éste va sufriendo con respecto a su valor inicial hasta alcanzar el

término de su vida útil, el método utilizado para el presente proyecto es del fondo de amortización.

Intereses, Impuestos y Seguros.- El interés es el gasto que corre a cuenta del propietario por concepto de inversión del equipo, impuestos son los costos que gravan los gobiernos estatales por poseer el equipo; los seguros son los gastos ocasionados al propietario del equipo por concepto de pago debido a las primas por seguros contra pérdidas o daños sufridos.

Costos por Combustible y Lubricantes.- Son los costos de energización de equipo, basados en el consumo horario de los motores del equipo suponiendo que se trabaja en condiciones normales.

Costos de Reparación y Repuestos.- Estos costos influyen en el costo estimado por todas aquellas partes que sean necesarias reponer o cambiar luego de un periodo de trabajo más o menos largo.

Luego de definir y analizar los parámetros, los costos horarios de los equipo se describen en el análisis de precios unitarios.

3.11.4. ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS

El análisis de precios Unitarios es el sistema analítico por el cual el calculista en base a los pliegos de condiciones, especificaciones y los planos arquitectónicos, estructurales, constructivos, de instalaciones, etc. calcula los precios unitarios de cada uno de los ítemes que forman parte de la obra, como así mismo los correspondientes volúmenes de la obra, estableciendo en definitiva cantidades matemáticas parciales las que se englobaran en un total.

Un precio unitario se halla formado por la adición de los siguientes rubros:

Costo de material.

Costo de mano de obra (incluyendo beneficios sociales).

Desgaste de herramientas y/o reposición de equipos.

Gastos generales.

Utilidad o beneficio industrial.

3.11.4.1. COSTOS DE MATERIALES.

Este rubro nos proporciona el primer elemento de precio unitario y es el resultado de la cantidad de materiales que forman parte de una obra por su precio unitario.

Este término tiene una gran importancia porque la inclusión de materiales en mayor o menor cantidad real en el cálculo de costo de un ítem, determina un valor engañoso que da como consecuencia valores muy alejados de la realidad. Para el cálculo del presupuesto es preciso contar con una lista de materiales y sus precios en plaza como así mismo el costo de transporte hasta el pie de obra.

3.11.4.2. COSTO DE MANO DE OBRA.

El costo de mano de obra se halla condicionado a dos factores:

El precio que se paga por el SALARIO.

El tiempo de ejecución de la obra o RENDIMIENTO.

El rendimiento multiplicado por los salarios nos proporciona el costo de la mano de obra.

3.11.4.3. COSTO DE MAQUINARIA Y EQUIPO

Para realizar el análisis de la maquinaria a utilizar en el proyecto, se realizó un análisis de los ítems donde se utilizará el equipo caracterizándolo y disponiéndolo como medio de trabajo en el proyecto. El análisis que se realiza de la maquinaria es para determinar los rendimientos reales de los equipos y sus costos horarios.

3.11.4.3.1. RENDIMIENTOS

Los rendimientos de los equipos es la producción horaria que tiene los mismos multiplicados por factores de reducción, los rendimientos se determinan de 2 formas,

la primera es mediante tablas proporcionada por los fabricantes y la segunda es mediante fórmulas generales de los equipos en función a sus características físicas. Para el cálculo de rendimientos y producción horaria se utilizó fórmulas generales.

3.11.4.3.1.1. RENDIMIENTO DE EQUIPO DE EXCAVACIÓN

Estos equipos son destinados a realizar trabajos de excavación y movimiento de tierras; se utilizó un tractor para realizar trabajos de corte en el conformado del terraplén y una retroexcavadora a neumáticos para la excavación principalmente del alcantarillado pluvial, sus rendimientos describimos a continuación.

➤ Tractor CAT-D7R

$$R = \frac{Q * f * 60 * E_m * E_o}{T_c}$$

DONDE:

Q = Capacidad de la Hoja 8.34 m³.

f = Factor que depende del terreno 0.8

E_m = Eficiencia de la máquina 0.83

E_o = Eficiencia del operador 0.75

T_c = Tiempo de ciclo T_c=T_f + T_v

T_f = Tiempo fijo 0.20 min

T_v = Tiempo variable 0.75

T_c = 0.95 min.

Rendimiento 262.31 m³/h

➤ Retroexcavadora de neumáticos CAT-416C

$$R = \frac{Q * f * 60 * E_M * K}{T_c}$$

DONDE:

Q = Capacidad de la cucharón 0.2 m³.

f = Factor que depende del terreno 0.8

E_m = Eficiencia de la máquina 0.83

T_c = Tiempo de ciclo 0.6 min.

K = Factor del balde 1

Rendimiento 13.32 m³/h

3.11.4.3.1.2. RENDIMIENTO EQUIPOS DE TRASLADO DE MATERIAL

Estos equipos tiene la función de traslado y movilizar el material realizado por los equipos de excavación, este traslado puede ser a lugares donde se construirán los terraplenes o a buzones de escombros, los equipos a utilizar son las palas y volquetas; sus rendimientos detallamos a continuación.

➤ Cargador frontal CAT-924F

$$R = \frac{Q * f * 60 * E_m * E_o * K}{T_c}$$

DONDE:

Q = Capacidad de la cucharón 1.5 m³.

f = Factor que depende del terreno 0.8

E_m = Eficiencia de la máquina 0.83

E_o = Eficiencia del operador 0.75

T_c = Tiempo de ciclo 0.6 min.

K = Factor del balde 1

Rendimiento 74.7 m³/h

- Volqueta 10 m³ MERCEDES BENZ

$$R = \frac{10 * V * C}{V + 24 * d}$$

DONDE:

V = Velocidad media 35 Km/h

C = Capacidad 10 m³

d = Distancia de recorrido 1 Km.

Rendimiento 66.29 m³/h

3.11.4.3.1.3. EQUIPO DE CONFORMACIÓN

Estos equipos tienen la función principal de conformar y mezclar el suelo en el terraplén, el equipo destinado para este trabajo es la moto niveladora; su rendimiento se describe a continuación

- Moto niveladora CAT-120H

$$R = \frac{a * V * 0.5}{N}$$

DONDE:

a = Ancho efectivo 3.65*cos (25)= 3,3m.

V = Velocidad de trabajo 5230 m/h.

N = Número de pasadas 6

Rendimiento 1451.325 m²/h

Considerando altura de 0.3m, Rendimiento 435.39 m³/h

3.11.4.3.1.4. EQUIPO DE COMPACTADO

El compactado tiene por objeto de reducir los espacios vacíos y mejorar las propiedades del suelo en función a su resistencia y capacidad portante, para realizar este trabajo los equipos son el compactador rodillo liso y el compactador pata de cabra; sus rendimientos describimos a continuación.

- Compactador rodillo liso CS-533D

$$R = \frac{a * V * E_o}{N} * h$$

a = Ancho del tambor 1.2 m.

V = Velocidad de trabajo 5000 m/h.

E_o = Eficiencia del operador 0.75

N = Número de pasadas 17

Rendimiento 264.7 m³/h

➤ Compactador pata de cabra CP-533

$$R = \frac{a * V * E_o}{N} * h$$

a = Ancho del tambor 1.25 m

V = Velocidad de trabajo 5000 m/h

E_o = Eficiencia del operador 0.75

N = Número de pasadas 16

Rendimiento 87.89 m³/h.

3.11.4.3.1.5. EQUIPO PARA EL REGADO DE MATERIAL

Estos equipos tienen la función de obtener la humedad óptima del material para ser compactado, el equipo propuesto en una cisterna de 10.000 litros.

➤ Cisterna Iveco 10.000 l.

$$R = \frac{24000 * V * C}{K * (V * C + 57600 * d)}$$

DONDE:

V = Velocidad Km/h

C = Capacidad 10.000 litros

d = Distancia de recorrido 1 Km.

K = Factor de hidratación 102 l/m³

Rendimiento 191 m³/h

TABLA 50 RENDIMIENTOS GENERALES EQUIPOS PROPUESTOS

EQUIPO	REN M3	H
TRACTO	262,31	0,00381228
PALA	74,7	0,01338688
VOLQUETA	66,26	0,01509206
MOTO	435,39	0,00229679
RETRO	13,32	0,07507508
CISTERNA	191	0,0052356
COMP. PATA	87,89	0,01137786
COMP. R NEU	264,7	0,00377786

FUENTE: Elaboración Propia (Ing. Ramiro Castellanos)

3.11.4.4. IMPUESTOS IVA E IT

El IVA es el Impuesto al Valor Agregado que de acuerdo a la Norma Boliviana es igual 14.94% de Mano de Obra y Beneficios Sociales.

El IT es el Impuesto a las Transacciones que de acuerdo a la Norma Boliviana es igual 3.09% del Sub Total de la Mano de Obra.

3.11.4.5. DESGASTE DE HERRAMIENTAS.

Este rubro es considerado generalmente como un porcentaje de mano de obra y difiere con relación a las diversas maneras como intervienen en las diferentes obras tomando en cuenta un 5% del total de la mano de obra.

3.11.4.6. GASTOS GENERALES Y ADMINISTRATIVOS.

Los gastos generales de una empresa constructora durante la ejecución de una obra son de diversas índoles y origen, algunos de los cuales pueden ser fácilmente identificados y definidos como el caso concreto del costo de materiales de mano de

obra o de desgaste de herramientas; sólo tomando en cuenta el 10% del parcial del ítem, para el proyecto se tomó el 10 %.

3.11.4.7. UTILIDADES.

La utilidad es el beneficio que busca la empresa en la relación de las obras y por consiguiente su fijación en porcentaje es difícil de determinar. Generalmente las entidades del sector público conceden un 10% del Costo Directo.

El precio unitario de todos los Ítem de la obra se encuentra en la parte de **ANEXO G**.

3.12. INFORMES COSTO TOTAL DEL PROYECTO

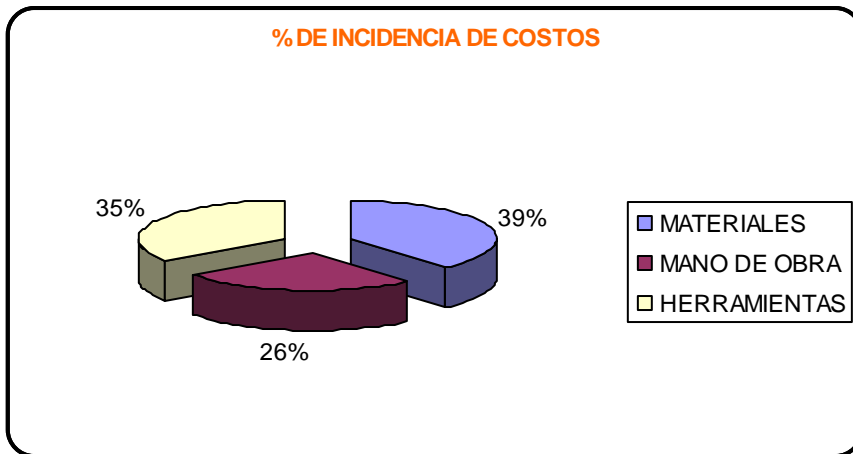
TABLA 51 COSTO TOTAL DEL PROYECTO

N°	ÍTEM	UNID	CANTIDAD	TOTAL (Bs)
1	ACTIVIDADES PREVIAS			
1,1	MOVILIZACIÓN Y DESMOVILIZACIÓN	GLB.	1,00	77.000,00
1,2	INSTALACIÓN DE FAENAS (CAMPAMENTO)	GLB.	1,00	66.005,12
				143.005,12
2	MOVIMIENTO DE TIERRAS			
2,1	REPLANTEO GENERAL DE LA OBRA	Km	3,15	5.232,06
2,2	LIMPIEZA - DESBROCE Y DESTRONQUE	ha	3,78	36.159,18
2,3	EXCAVACIÓN NO CLASIFICADA	m3	11.952,46	297.855,23
2,4	CONFORMACIÓN DEL TERRAPLÉN	m3	2.348,00	43.508,40
2,5	SOBRE ACARREO M3-KM	M3-Km	22.170,05	85.132,99
				467.887,85
3	PAVIMENTO			
3,1	TRANSPORTE DE ÁRIDOS CLASIFICADOS PARA BASE	M3-Km	12.067,68	79.767,33
3,2	CONFORMACIÓN DE BASE TRITURADA CLASIFICADA	m3	5.028,20	618.116,38
3,3	IMPRIMACIÓN BITUMINOSA (SUMINISTRO DE MATERIALES Y EJECUCIÓN)	m2	25.172,99	292.510,17
3,4	CARPETA ASFÁLTICA (SUMINS, DE MATERIAL, TRASNP. Y EJECUCIÓN)	m3	2.211,00	4.920.810,28
				5.911.204,16
4	DRENAJE			
4,1	EXCAVACIÓN PARA ESTRUCTURAS Y ALCANTARILLADO PLUVIAL	m3	4.221,24	42.465,64
4,2	MATERIAL GRANULAR PARA FUNDACIONES DE ALCANTARILLA	m3	4.304,79	585.408,23
4,3	RELLENO Y COMPACTADO	m3	3.288,41	225.782,44
4,4	HORMIGÓN CICLÓPEO	m3	6,72	5.784,11
4,5	HORMIGÓN ARMADO	m3	46,22	97.808,57
4,6	COLCHONETA	m3	12,00	10.409,52
4,7	ALCANTARILLA D = 150 mm	ml	15,46	1.656,69
4,8	ALCANTARILLA D = 200 mm	ml	20,00	5.019,20
4,9	ALCANTARILLA D = 300 mm	ml	248,15	78.735,51

4,10	ALCANTARILLA D = 400 mm	ml	97,04	39.737,88
4,11	ALCANTARILLA D = 500 mm	ml	284,78	177.352,44
4,12	ALCANTARILLA D = 600 mm	ml	152,93	100.504,07
4,13	ALCANTARILLA D = 750 mm	ml	340,01	404.489,50
4,15	ALCANTARILLA D = 1000 mm	ml	411,88	623.989,96
4,16	ALCANTARILLA HORMIGÓN D = 1200 mm E=2,5 mm	ml	228,12	383.745,75
4,17	ACERO ESTRUCTURAL FYK = 4200 KG/CM2 P/ALCANTARILLA DE CRUCE	Kg	3.286,62	83.381,55
4,18	TAPA DE H°A° PARA CÁMARAS DE INSPECCIÓN	m3	1,82	5.779,25
4,19	TRAZADO Y REPLANTEO CÁMARAS DE INSPECCIÓN	Pza.	14,00	327,74
4,20	H°C° P/FUNDACIONES CÁMARAS DE INSPECCIÓN	m3	7,23	3.837,32
4,21	H°C° P/ ELEVACIONES	m3	37,65	21.500,03
4,22	REVOQUE Y ENLUCIDO INTERIOR	m2	110,55	13.330,12
4,23	RELLENO Y COMPACTADO DE CÁMARAS DE INSPECCIÓN	m3	214,09	9.107,39
				2.920.152,91
5	OBRAS COMPLEMENTARIAS			
5,1	ACERAS	m2	12.586,50	1.202.262,10
5,2	CORDONES	ml	6.293,25	639.456,93
5,4	SEÑAL HORIZONTAL	ml	3.146,00	21.927,62
5,5	SEÑAL VERTICAL PREVENTIVA	Pza.	7,00	8.017,52
5,6	SEÑAL VERTICAL RESTRICTIVA	Pza.	11,00	19.405,32
5,7	SEÑAL VERTICAL INFORMATIVA	Pza.	8,00	26.113,92
5,7	SEÑALIZACIÓN HORIZONTAL (PASO DE ZEBRA)	m2	276,00	13.800,00
5,1	POSTES DE HORMIGÓN ARMADO	Pza.	26,00	9.003,28
				1.939.986,69
COSTO CONSTRUCCIÓN (1+2+3+4+5)				11.382.236,72
COSTO MEDIO AMBIENTE (PPM, PASA Y PLAN DE CIERRE)				202.540,00
COSTO TOTAL				11.584.776,72

FUENTE: Elaboración Propia

GRÁFICO 22 PORCENTAJE DE INCIDENCIA DE COSTOS TOTALES DE INSUMOS



FUENTE: Elaboración Propia

3.12.1. CRONOGRAMA DE ACTIVIDADES

Para poder realizar la planificación de actividades del proyecto es necesario conocer el tiempo que incide en cada actividad, las mismas que están relacionadas a los frentes de trabajo y a los rendimientos.

Para lo cual hemos dispuesto el análisis de la duración de cada actividad; para poder calcular la duración de las mismas se aplicó la siguiente ecuación.

$$D = V * R$$

DONDE:

D = Tiempo o duración

V = Volumen de obra o computo métrico

R = Rendimiento ya sea de la mano de obra o de la maquinaria.

A continuación se describe las planillas de cálculo y el cronograma de actividades que anexamos al proyecto.

TABLA 52 CRONOGRAMA DE ACTIVIDADES

N°	Nombre de tarea	UNID	N° CUADR.	Cantidad	Rendimiento	Duración Calculada	Duración
	ACTIVIDADES PREVIAS						
1	MOVILIZACIÓN Y DESMOVILIZACIÓN	GLB	1	1	15,000	1,88	2,00
2	INSTALACIÓN DE FAENAS (CAMPAMENTO)	GLB	1	1	20,000	2,50	3,00
	MOVIMIENTO DE TIERRAS						
3	REPLANTEO GENERAL DE LA OBRA	m	1	3,15	15,000	5,90	6,00
4	LIMPIEZA - DESBROCE Y DESTRONQUE	ha	1	3,78	10,000	4,73	5,00
5	EXCAVACIÓN NO CLASIFICADA	m3	4	11952,46	0,038	14,19	15,00
6	CONFORMACIÓN DEL TERRAPLÉN	m3	2	2348,00	0,056	8,26	9,00
7	SOBRE ACARREO M3-KM	M3-Km	2	22170,05	0,007	10,32	11,00
	PAVIMENTO						
8	TRANSPORTE DE ÁRIDOS CLASIFICADOS PARA BASE	M3-Km	2	12067,68	0,028	21,12	22,00
9	CONFORMACIÓN DE BASE TRITURADA CLASIFICADA	m3	5	5028,20	0,052	6,54	7,00
10	IMPRIMACIÓN BITUMINOSA (SUMINISTRO DE MATERIALES Y EJECUCIÓN)	m2	3	25172,99	0,008	8,62	9,00
11	CARPETA ASFÁLTICA E=7.5CM (SUMIN, DE MATERIAL, TRASNP. Y EJECUCIÓN)	m3	3	2211,00	0,017	1,60	2,00
	DRENAJE						
12	EXCAVACIÓN PARA ESTRUCTURAS Y ALCANTARILLADO PLUVIAL	m3	1	4221,24	0,043	22,54	23,00
13	MATERIAL GRANULAR PARA FUNDACIONES DE ALCANTARILLA	m3	5	4304,79	0,187	20,10	20,00
14	RELLENO Y COMPACTADO	m3	10	3288,41	0,187	7,68	8,00
15	HORMIGÓN CICLÓPEO	m3	2	6,72	8,015	3,37	4,00
16	HORMIGÓN ARMADO	m3	4	46,22	20,000	28,89	29,00
17	COLCHONETA	m3	1	12,00	4,500	6,75	7,00
18	ALCANTARILLA D = 150 mm	ml	1	15,46	0,282	0,55	1,00
19	ALCANTARILLA D = 200 mm	ml	1	20,00	0,282	0,71	1,00
20	ALCANTARILLA D = 300 mm	ml	2	248,15	0,600	9,31	10,00
21	ALCANTARILLA D = 400 mm	ml	2	97,04	0,600	3,64	4,00
22	ALCANTARILLA D = 500 mm	ml	2	284,78	0,400	7,12	7,00
23	ALCANTARILLA D = 600 mm	ml	2	152,93	0,400	3,82	4,00
24	ALCANTARILLA D = 750 mm	ml	2	340,01	0,400	8,50	9,00
25	ALCANTARILLA D = 1000 mm	ml	2	411,88	0,362	9,33	10,00
26	ALCANTARILLA HORMIGÓN D = 1200 mm E=2,5 mm	ml	3	228,12	0,659	6,27	7,00
27	ACERO ESTRUCTURAL FYK = 4200 KG/CM2 P/ALCANTARILLA DE CRUCE	Kg	6	3286,62	0,140	9,59	10,00
28	TAPA DE H°A° PARA CÁMARAS DE INSPECCIÓN	m3	1	1,82	22,000	5,01	5,00
29	TRAZADO Y REPLANTEO CÁMARAS DE INSPECCIÓN	Pza.	1	14,00	0,300	0,53	1,00

30	H°C° P/FUNDACIONES CÁMARAS DE INSPECCIÓN	m3	1	7,23	5,000	4,52	5,00
31	H°C° P/ ELEVACIONES	m3	3	37,65	5,000	7,84	8,00
32	REVOQUE Y ENLUCIDO INTERIOR	m2	3	110,55	2,600	11,98	12,00
33	RELLENO Y COMPACTADO DE CÁMARAS DE INSPECCIÓN	m3	2	214,09	0,400	5,35	6,00
	OBRAS COMPLEMENTARIAS		1				
34	ACERAS	m2	25	12586,50	1,000	62,93	63,00
35	CORDONES	ml	25	6293,25	1,000	31,47	32,00
36	SEÑAL HORIZONTAL	ml	1	3146,00	0,011	4,17	5,00
37	SEÑAL VERTICAL PREVENTIVA	Pza.	1	7,00	3,380	2,96	3,00
38	SEÑAL VERTICAL RESTRICTIVA	Pza.	3	11,00	9,750	4,47	5,00
39	SEÑAL VERTICAL INFORMATIVA	Pza.	1	8,00	5,920	5,92	6,00
40	SEÑALIZACIÓN HORIZONTAL (PASO DE ZEBRA)	m2	1	276,00	0,011	0,37	1,00
41	POSTES DE HORMIGÓN ARMADO	Pza.	1	26,00	1,218	3,96	4,00

Fuente: Elaboración Propia

La duración del proyecto es igual a **122 días calendario**, según el cronograma. El cronograma se encuentra en los **ANEXO H**

4. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

4.1. CONCLUSIONES

- El siguiente proyecto será muy beneficioso para la comunidad de Canasmoro ya que contará con un diseño final bajo normas de diseño y seguridad de su avenida principal que los usuarios podrán circular con una mejor comodidad y confort.
- El estudio de tráfico determina una velocidad de circulación media de 18.498 Km/h., la velocidad directriz o de diseño es de 40 Km/h., el tráfico promedio horario actual es de 42 vh/h, el tráfico promedio diario actual es de 350 vh/d, el tráfico promedio diario futuro con proyección a 20 años es de 428 v/d. El vehículo Tipo para el diseño es según recomendaciones del Manual de la ABC, pertenece a las características CO.
- En cuanto al diseño geométrico fue realizado según recomendaciones de las normas establecidas por la Dirección de Desarrollo Urbano y otras de carácter vial, la avenida y accesos de Canasmoro tiene una longitud total de 3.15 Km, los parámetros obtenidos para el diseño son los siguientes:
 - Derecho de vía 12m.
 - Ancho de carril 4 m con un total de 2 carriles 1 por sentido.
 - Ancho total de la calzada es de 8m.
 - Las aceras tiene un ancho de 2 m.
 - Los ochaves según las condiciones de visibilidad son de 9m.
 - La pendiente transversal es de 2%.
 - Las pendientes longitudinales varían con respecto al diseño, teniendo la pendiente máxima 10.453% y la mínima 0.5%.
 - La longitud de las curvas verticales es variable teniendo la mínima de 30 m y la máxima de 50m.
 - Los cálculos del movimiento de tierras nos da un resultado de excavación de 11.952,457 m³. y un volumen de terraplén de 2347.998 m³.
- El estudio hidrológico fue realizado por el método de Gumbel ya que éste es recomendado para cuencas y áreas pequeñas y fue ajustado para un tiempo de concentración menor a 2 horas por el método de Piparelli.

Los resultados para el control y transporte del flujo superficial son los siguientes:

- Un tiempo de concentración de diseño de 63.426 minutos.
- Periodo de retorno de 50 años.
- Intensidad de diseño para la alcantarilla de cruce es de 59.63 mm/h.
- Caudal de diseño de la alcantarilla de cruce esta obtenido por la fórmula racional 21.563 l/s.
- La alcantarilla de cruce tiene las dimensiones $b=3.5$ m y $h=2$ m.
- La velocidad en la alcantarilla para el caudal de diseño es $V= 4.452$ m/s.

Los resultados para el diseño del alcantarillado pluvial y disposición de boca tormentas:

- Frecuencia de lluvias de 5 años.
- La intensidad calculada variable que responde a la siguiente ecuación.

$$y = -59,55\ln(x) + 294,27$$

- El tiempo de entrada a la boca tormenta es de 10 minutos.
- El coeficiente de escorrentía de 0,6.
- El diámetro máximo de la red es de 1200 mm.
- El diámetro mínimo de la red es de 300 mm.
- Las cámaras de inspección son de dimensiones convencionales con variabilidad de alturas teniendo un diámetro de 0,9 m. con un total de 14 cámaras y 2 arranques.
- La disposición de las bocas tormentas fue calculada en función a por parámetros al costo y al ancho mojado, obteniéndose un total de 36 boca tormentas, los diámetros de las acometidas son variables teniendo el diámetro máximo de 500 mm. y un diámetro mínimo de 150 mm.

- Los equipos a utilizar son equipos convencionales que se disponen en el medio; los rendimientos fueron calculados por fórmulas convencionales y fueron afectados por la altura en lo que se refiere a la potencia.
- Los estudios de suelo reflejan que la subrazante del proyecto es muy similar en toda su amplitud, teniendo una capacidad portante del suelo favorable.
- Los cómputos métricos fueron calculados en fusión a fórmulas geométricas y al dimensionamiento tanto estructural como hidráulico, los cálculos se detallan en las planillas correspondientes al capítulo.
- El análisis de costos se realizó por el método de precios unitarios siguiendo las normas del Ministerio de Hacienda.
- El presente proyecto asciende un costo total de (once millones quinientos ochenta y cuatro mil setecientos setenta y seis 72/100 bolivianos) **11.584.776,72Bs.**
- El costo por kilómetro es de 3.682.382,94 Bs (Tres millones seiscientos ochenta y dos mil trescientos ochenta y dos con 94/100 bolivianos), expresado en dólares 526.054,71 \$US\$ (Quinientos veintiséis mil cincuenta y cuatro con 71/100 dólares americanos).
- La duración del proyecto será de 122 días Calendario.

4.2. RECOMENDACIONES

- Se recomienda realizar la construcción del alcantarillado sanitario de la zona del proyecto antes de la ejecución del siguiente proyecto.
- Para poder determinar la población actual y futura se recomienda realizar un censo y proyección a futuro de los usuarios de la avenida.
- El diseño geométrico fue realizado por distintas normativas tanto urbanísticas como técnicas; estas normas son mayormente las que rigen en nuestro país y están a disposición en la Dirección de Desarrollo Urbano, se recomienda si es que se actualizarán las mismas o cambiasen considerar los parámetros de diseño antes de su ejecución.
- El diseño de drenaje está acorde a lo especificado en la Norma Bolivia N° 688; se recomienda disponer los sumideros de acorde al plano de diseño ya que éstos están en función al ancho mojado de la calle.