

Aspectos generales del proyecto

1. Antecedentes

Las comunidades de La Victoria, Coimata y Erquis ubicadas en la 1ª sección de la provincia Méndez a doce kilómetros al noreste de la ciudad de Tarija tienen la necesidad de que se construya un sistema de evacuación de aguas residuales, aguas provenientes de las viviendas de las mismas comunidades, y que las mismas reciban un tratamiento adecuado para su reúso, o vertido a un afluente natural.

Las comunidades no cuentan actualmente con un sistema de alcantarillado, pero se tiene proyectos de alcantarillado de sistema normal y condominial de estas zonas. Pero no se tiene el diseño del INTERCEPTOR de estas comunidades, para transportar las aguas residuales de las comunidades a la red de alcantarillado de la ciudad de Tarija.

Es importante mencionar también, que existe un INTERCEPTOR el mismo que transporta las aguas residuales de la población de Tomatitas, el Interceptor de alcantarillado existente tiene ya más de 20 años desde que fue construido y que la vida útil para el cual fue diseñado era de veinte años, vida útil que ha llegado a su culminación, por lo que el sistema en su mayor parte está deteriorado y se provocan fugas en las tuberías con mucha frecuencia, dejando escapar aguas servidas que contaminan las aguas del río Guadalquivir, por esto se ve conveniente realizar el diseño de un nuevo INTERCEPTOR para la recolección de aguas.

La configuración topográfica de las comunidades de la provincia Méndez posibilita un sistema de alcantarillado gravitacional, donde dada la disponibilidad de poder conectarse a la red de alcantarillado de la ciudad de Tarija.

Se cree importante señalar que las aguas residuales de la zona de Méndez no cuentan con un tratamiento, provocando la contaminación de los cursos receptores como quebradas y otros cursos menores que en definitiva provocan la contaminación del río Guadalquivir y el medio ambiente.

Con la implementación del proyecto se logrará satisfacer los requerimientos de seguridad sanitaria de la población de la provincia Méndez y Tarija. Como consecuencia se garantiza la salud permitiendo elevar el nivel de vida de la población.

Las características fisiográficas del área del proyecto se adecuan perfectamente para la construcción de las obras propuestas en el proyecto.



Fotografía 1. Ruptura del Interceptor del angosto de Tomatitas



Fotografía 2. Interceptor del angosto de Tomatitas, contaminando un canal de riego.



Fotografía 3. Interceptor del angosto de Tomatitas, contaminando el río Guadalquivir.

2. Nombre del proyecto

“DISEÑO Y DIMENSIONAMIENTO DEL INTERCEPTOR, DE LAS LOCALIDADES ERQUIS, COIMATA Y LA VICTORIA A LA RED DE ALCANTARILLADO DE LA CIUDAD DE TARIJA”

3. Tipo de proyecto

Este proyecto está clasificado dentro de los proyectos de saneamiento básico.

4. Localización del proyecto

En las secciones 1.3.1, 1.3.2 y 1.3.3, se indican en el siguiente orden; la ubicación del proyecto, acceso a la zona beneficiada con el proyecto y la ubicación geopolítica del proyecto.

3. Ubicación

Las comunidades beneficiadas con el presente proyecto a diseño final son “La Victoria, Coimata, Erquis y Tomatitas”, que pertenecen al municipio de San Lorenzo, el cual es capital de la primera sección de la provincia Méndez del departamento de Tarija, dichas comunidades están a 12 kilómetros de la ciudad de Tarija.

| COMUNIDAD | LATITUD | LONGITUD | m.s.n.m. |
|-------------|-------------|-------------|----------|
| ERQUIS | 21°29'03" S | 64°45'52" O | 1957 |
| | 21°29'32" S | 64°45'40" O | 1933 |
| COIMATA | 21°30'04" S | 64°47'56" O | 2048 |
| | 21°29'37" S | 64°46'11" O | 1946 |
| LA VICTORIA | 21°30'48" S | 64°47'41" O | 2045 |
| | 21°29'54" S | 64°45'51" O | 1933 |

Cuadro 1. De ubicación de las comunidades coordinadas geográficas y altitud.

Proyecto

| COMUNIDAD | LATITUD | LONGITUD | m.s.n.m. |
|----------------------------|----------------|-----------------|-----------------|
| ERQUIS | 21°29'32" S | 64°45'40" O | 1933 |
| COIMATA | 21°29'37" S | 64°46'11" O | 1946 |
| LA VICTORIA | 21°29'54" S | 64°45'51" O | 1933 |
| CONECCIÓN A RED | 21°30'18" S | 64°45'43" O | 1924 |

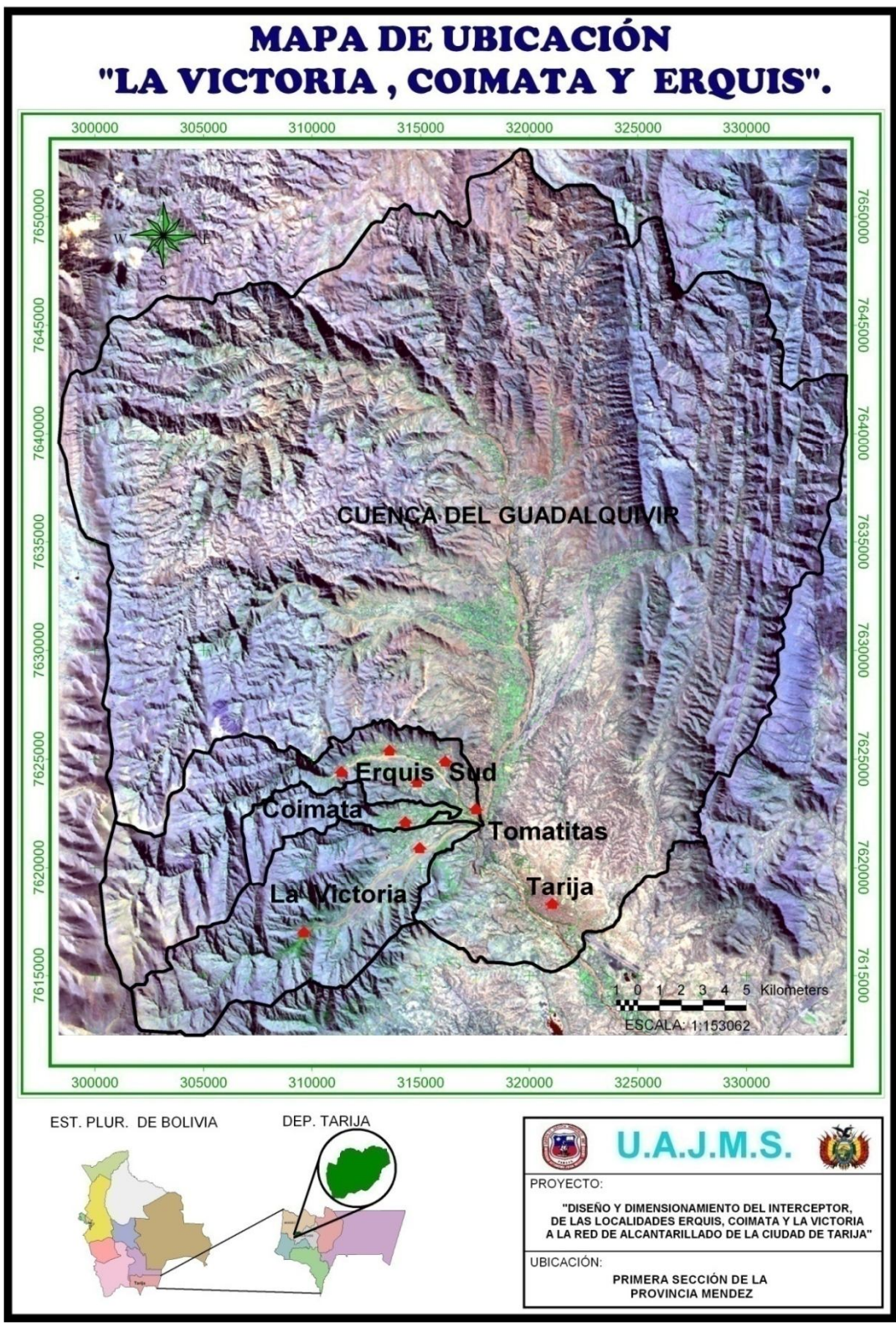
Cuadro 2. De ubicación del proyecto coordenadas geográficas y altitud.

4. Acceso a la zona

Se puede acceder a las comunidades, mediante la carretera que va de Tarija hacia San Lorenzo.

5. Mapa de ubicación

En mapa 1, se observa la ubicación geopolítica de las La Victoria, Coimata y Erquis dentro del país y el departamento de Tarija.



Fotografía 3. Foto satelital de la ubicación de las comunidades.

6. Problemática actual

La gran problemática actual del departamento y el país, es que se necesita urgentemente realizar estudios a diseño final, de este tipo de proyectos, para su posterior ejecución, lo que implicaría reducir los problemas de salud en nuestra ciudad y comunidades rurales, que de a un tiempo a esta parte han ido aumentando.

7. Identificación del problema

La comunidades “Erquis, La Victoria y Coimata” tiene la necesidad inmediata, de que se realice un estudio a diseño final de un sistema de alcantarillado sanitario y lagunas de estabilización de aguas residuales, para su posterior ejecución, el cual permitirá mejorar las condiciones de salud de los comunarios, ya que en el momento muchos de ellos solo cuentan en sus hogares con precarias letrinas, y debido a las escasas condiciones de higiene, se presentan diferentes tipos de infecciones estomacales e intestinales; a las que son propensos a contraer los niños en mayor riesgo.

Identificado el problema, se plantea la realización de un estudio a diseño final (a nivel de ingeniería) de un sistema de alcantarillado sanitario y lagunas de estabilización de aguas residuales para esta comunidad, que cumpla todas las condiciones, normativas y especificaciones técnicas que requiere este tipo de proyecto.

8. Justificación

Los pobladores de la comunidad “Erquis, Coimata y La Victoria” serán los directos beneficiarios con este estudio, ya que ellos dispondrán del mismo para su presentación en el POA de su comunidad.

Como es un estudio donde se aplican todas las normas, especificaciones técnicas y conocimientos adquiridos en los cinco años de vida universitaria, servirá como proyecto de ingeniería guía, para los estudiantes que se identifican con estudios similares al realizado y deseen tomar esta mención, ya que este estudio a diseño final contemplará todas las partes que conforman un proyecto a diseño final, desde cómo se realiza el diseño hidráulico y estructural del sistema de alcantarillado sanitario,

hasta como se diseñan las lagunas de estabilización de aguas residuales y otros detalles sumamente importantes como el presupuesto de la obra.

Una vez que se logre concretar la ejecución de este proyecto, los vecinos de las comunidades, tendrán una mejor calidad de vida; expresada en mejor salud y más higiene, lo que reducirá las enfermedades presentes hoy en día en la zona.

Además será un proyecto que generará fuentes de trabajo en la etapa de ejecución y mantenimiento.

9. Objetivos del proyecto

A continuación se presentan los objetivos generales y específicos:

10. Objetivo general

- Mejoramiento de la calidad de vida de los habitantes de las comunidades de Erquis, Coimata y La Victoria.
- Aportar al saneamiento del río Guadalquivir lo cual permitirá su utilización como fuente para agua potable, riego, y recreación.

11. Objetivos específicos

Entre los objetivos específicos planteados en este proyecto son los siguientes:

- Se disminuirá las posibles fuentes de enfermedades hídricas.
- Preservar los recursos naturales, las aguas superficiales de los ríos adyacentes (río La Victoria, río Erquis, río Coimata y río Guadalquivir).
- Las personas tendrán mayor comodidad y se aumentará el turismo en dichas zonas.

12. Alcance del proyecto

- Determinación de los sectores sin alcantarillado con un horizonte hasta el 2040.
- Estudio topográfico
- Análisis de suelo

- Elaborar un plano planialtimétrico de los lugares de emplazamiento del interceptor principal.
- Diseño Hidráulico de la red de colectores y de las obras de ingeniería para alcanzar el objetivo principal.
- Análisis de precios unitarios y presupuesto de las obras.
- Desarrollar las especificaciones técnicas del proyecto.
- Elaboración de planos.

14. Población

Es importante conocer a la población beneficiaria con el proyecto para realizar el diseño correspondiente, ya que ellos son los que serán beneficiados en el futuro con el sistema de alcantarillado sanitario, como también serán los perjudicados en el momento de ejecución del proyecto, perjudicados con las aperturas de las calles, lo que provocará la intransitabilidad de las mismas, es por eso que se debe socializar el proyecto con la población y no dejarla al margen del mismo.

En este proyecto en particular se hizo todas las gestiones ante las autoridades correspondientes de la comunidad y se hizo de conocimiento de los pobladores que se realizará un estudio a diseño final de sistema de alcantarillado, por lo que no se tuvo ninguna complicación con ningún vecino y están en su totalidad complacidos con dicho proyecto.

15. Características socio culturales

En la zona beneficiada, que vienen a ser la comunidades “Erquis, Coimata y La Victoria”, se puede apreciar que es gente muy acogedora y amable, que están bien informados de la vida cotidiana del departamento y país.

16. Situación socioeconómica poblacional

La economía de la comunidad “**Erquis, Coimata y La Victoria**” está basada en su mayoría en la agricultura, la mayoría de los pobladores se dedica al cultivo de maíz hortalizas, legumbres, durazno y crianza de ganado lechero.

17. Educación

En cuanto a la educación, en la zona existe una pequeña escuela, que alberga a niños de nivel preescolar, básico y secundario, se cuenta con instituto de escuelas técnicas que son de mucha importancia para formar técnicos superiores, los alumnos que quieren seguir sus estudios en la universidad, tienen que dirigirse a la ciudad de Tarija 10 kilómetros de distancia de la comunidad.

18. Salud

Debido a la falta de servicio de alcantarillado sanitario en gran parte de la comunidad y al sistema casi obsoleto con el que cuenta un pequeño porcentaje de la población, se provocan enfermedades de tipo intestinal con mucha frecuencia, también se presentan otras enfermedades típicas de clima, en la comunidad se cuenta con una posta sanitaria que atiende este tipo de casos y pequeñas emergencias, en caso de sufrirse accidentes u otro tipo de inconvenientes se tiene que evacuar a los afectados a la ciudad de Tarija , donde se cuenta con hospitales y centros especializados.

19. Servicios básicos

En las comunidades beneficiarias se cuenta con los servicios básicos de agua potable en un 70% de las viviendas, luz eléctrica en un 90% de las viviendas, próximamente se tendrá gas domiciliario en la comunidad, el servicio de alcantarillado sanitario.

Capítulo I

Estudio de alternativas

1.1 Tipos de alcantarillas

Una alcantarilla es un conducto a través del cual fluyen las aguas negras, el agua pluvial u otros desechos. El alcantarillado es un sistema de alcantarillas. En general incluye todas las alcantarillas entre los extremos de los sistemas de drenajes de los edificios y plantas de tratamiento de aguas negras u otros puntos.

Las alcantarillas sanitarias llevan principalmente residuos domésticos. Pueden recibir también algunos desechos industriales; pero no están diseñadas para las aguas pluviales o las aguas subterráneas.

Las alcantarillas pluviales se diseñan de manera específica para transportar el agua pluvial, el lavado de las calles y otras aguas superficiales hasta los puntos de disposición.



Fotografía 1. Alcantarillado Sanitario de PVC

Las alcantarillas combinadas se diseñan tanto para las aguas negras como para el agua pluvial. Cuestan menos que las alcantarillas sanitarias y pluviales separadas, pero la disposición del flujo puede crear condiciones perjudiciales o peligrosas, o implicar un tratamiento costoso.

Una alcantarilla secundaria o ramal recibe el flujo de dos o más laterales.

Una alcantarilla maestra o colector, maneja el flujo de dos o más secundarias, o una secundaria con laterales.

Una alcantarilla de descarga se extiende desde el extremo de un sistema colectivo al punto de evacuación fina o a una planta de tratamiento.

Una alcantarilla de intercepción o interceptor recibe el flujo de la época seca y cantidades específicas limitadas del agua pluvial procedentes de varias alcantarillas combinadas.

Una alcantarilla de rebose de agua pluvial lleva el exceso de flujo pluvial desde una alcantarilla maestra o de intercepción hasta una salida independiente.

Un colector de alivio es el que se construye para aliviar una alcantarilla con capacidad inadecuada.

Por lo general, el flujo de aguas negras o de agua pluvial no llena completamente el conducto. Pero es posible que cualquier alcantarilla se llene alguna vez y debe llena resistir cierta presión hidráulica. Algunos tipos siempre están sometidos a presión.



Fotografía 2. Cámara de inspección

Las alcantarillas de presión siempre fluyen llenas por la presión de una bomba. Los sifones invertidos, que son conductos que pasan por debajo del gradiente hidráulico, también fluyen.

1.2 Diseño de las alcantarillas

Antes de diseñar un sistema de alcantarillado, se deben estimar las cantidades de aguas negras y las tasas del flujo que se han de manejar. Esto requiere un estudio de la comunidad o área a la que se ha de dar servicio, enseguida puede hacerse una distribución preliminar del alcantarillado.

También pueden seleccionarse tentativamente las dimensiones de las tuberías, pendientes y profundidades por debajo de la rasante. Los planos preliminares deben incluir un plano del sistema propuesto y mostrar, en elevación y planta, la situación de los caminos, calles, edificios, sótanos, servicios subterráneos y la geología. Además han de estimarse los costos de construcción.

Después de aceptar el diseño preliminar, deben situarse, por un levantamiento topográfico preliminar, en elevación y planta, todas las estructuras existentes que puedan afectar el diseño. Preferiblemente se han de hacer perforaciones para determinar las características del suelo a lo largo de las rutas del alcantarillado, y en los lugares donde irán las estructuras del sistema. Las características físicas del área, incluso las curvas de nivel, han de mostrarse en un plano topográfico.

Deben indicarse las elevaciones de las calles en las intersecciones y los cambios abruptos en la rasante.

Se requiere la colocación de un recubrimiento que sea suficiente sobre las alcantarillas para evitar daños por las cargas del tráfico. Las alcantarillas también deben quedar por debajo del nivel de las heladas. Siempre hay que revisar las regulaciones municipales y estatales sobre el recubrimiento antes de elaborar el diseño para una localización específica.

La localización de las alcantarillas se muestra en la elevación de los perfiles.

El diseño final debe incluir un mapa general de toda el área con la localización de alcantarillas, estructuras, áreas drenadas; planos detallados y perfiles de las alcantarillas que muestren los niveles del terreno, dimensiones de las tuberías, pendientes y localización de los anexos; planos detallados de dichos anexos y estructuras; un

informe completo con las gráficas y tablas necesarias para dejar bien clara la naturaleza exacta del proyecto especificaciones completas, y una estimación confidencial de los costos.

Hay que incluir el aumento de flujo debido a las alcantarillas que conecten con el sistema.

Para alcantarillas combinadas, también deben tenerse en cuenta provisiones para manejar el flujo en época de seca o el flujo sanitario con velocidades apropiadas dentro de las alcantarillas que puedan transportar grandes cantidades de agua después de un aguacero. El diseño se complica por la necesidad de desviar las aguas que no fluyan a una planta de tratamiento.

Las estructuras de desviación deben situarse junto o de las corrientes de agua en que pueda descargarse el agua pluvial. Han de investigarse a fondo los efectos de descargar aguas contaminadas, una combinación de aguas sanitarias y aguas pluviales.

1.3 Tuberías de policloruro de vinilo (PVC)

Este tipo de tuberías, en función al gran desarrollo tecnológico de la industria de plásticos y la facilidad de manipulación de todos los productos fabricados con éste material, hacen que en la actualidad tengan gran aceptación para redes de alcantarillado, solamente en diámetros pequeños de 6" y 8" ya que para diámetros mayores el costo es muy alto, produciéndose por lo tanto, deferencias económicas muy significativas.

Los tubos de PVC se fabrican por extrusión. El PVC puro se suministra a las industrias transformadoras en forma de un polvo blanco.

1.3.1 Ventajas de los tubos de PVC

Las características de estas tuberías, similares a las restantes de material plástico, pueden resumirse en los siguientes puntos:

- Son ligeras (de peso reducido).
- Inertes a las aguas agresivas y a la corrosión de las tierras

- No existe peligro de obstrucción en los tubos como resultado de la formación de residuos y óxidos. En consecuencia, podemos decir que la sección útil de los tubos permanece prácticamente invariable.
- La superficie interior de los tubos puede considerarse como “hidráulicamente lisa”.
- Los roedores y las termitas no atacan a los tubos de PVC rígido.
- Excelente comportamiento a las sobrepresiones momentáneas, tales como el golpe de ariete.
- Mejor comportamiento que los tubos tradicionales bajo los efectos de la helada.
- No favorecen el desarrollo de algas ni hongos según ensayos de larga duración (5 años).

1.3.2 Desventajas de los tubos de PVC

- Su costo económico aumenta considerablemente cuando el diámetro se incrementa a partir de 8” (0,20 m.).
- Los tubos de PVC no deben ser expuestos a los rayos solares por periodos prolongados durante su transporte o manipulación, ya que éstos afectan ciertas propiedades mecánicas de los tubos.

1.3.3 Juntas en tuberías de PVC

Existen dos tipos de juntas:

- Junta soldada (pegamento).
- Junta elástica (goma).

El tipo de junta recomendada para absorber efectos de dilatación es naturalmente la junta elástica. La unión puede hacerse igualmente por encolado, aunque este sistema sólo es conveniente para diámetros pequeños.

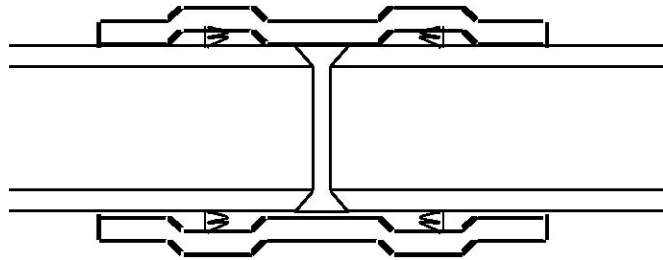


Figura 1. Manguito de unión con junta elástica

1.3.4 Alternativa viable seleccionada del material de tubería para los colectores

Se opta por la alternativa indicada en la sección 2.3.1, diseñar con tubos de PVC, debido a los siguientes criterios:

- La población beneficiaria futura es pequeña según los cálculos realizados en la sección 3.3.1.10 del Capítulo III, y los diámetros seleccionados son del rango de 6" a 10" de acuerdo a los cálculos hidráulicos que se indican en la sección 3.3.2 del Capítulo III., y para diámetros pequeños la relación de costos no varía de un material a otro.
- Los tubos de PVC, son más livianos en relación a los tubos de hormigón, la población beneficiaria es una comunidad rural, donde el acceso a esta es por una carretera de tierra, y el transporte de tubos de PVC no requerirá mucho cuidado como se debe tener cuando se transporta tubos de hormigón, además de que cuando se estén instalando serán más fáciles de manipular que los de hormigón.
- Los tubos de PVC se adecuan muy bien a las características de la zona de proyecto, ya que esta es húmeda y el suelo tiene mucho contenido de humedad, los tubos de PVC tienen mucha más impermeabilidad que los de hormigón, por lo cual se considera que el caudal de infiltración que ingresa al sistema de alcantarillado es menor.

1.4. Alternativa de selección de material para construcción de cámaras de inspección

1.4.1 Cámaras de mampostería de ladrillo

Estas cámaras son de muy bajo costo, ya que para su construcción requieren de ladrillo gambote, el cual es de un costo accesible, y para sus uniones requieren de mortero de cemento y arena, a continuación se darán las ventajas y desventajas de esta alternativa.

1.4.2. Ventajas de construir con mampostería de ladrillo

- Son fáciles de construir, ya que no necesitan de encofrado ni moldes metálicos.
- Su costo es reducido en comparación con el hormigón.

1.4.3 Desventajas de construir con mampostería de ladrillo

- No son adecuadas para cámaras muy profundas, debido al empuje del terreno.
- El ladrillo seleccionado debe ser de buena calidad, debido a la humedad del suelo puede haber infiltración por éstos.
- De igual manera el mortero de las juntas debe ser fuerte, en mayor proporción de cemento.
- No son adecuadas para zonas con mucha humedad.

1.4.4 Cámaras de hormigón

Estas cámaras son las más comunes, utilizadas en diferentes tipos de obras hidráulicas, y en especial en sistemas de alcantarillado sanitario, pueden ser de hormigón ciclópeo (H°C°) y hormigón armado (H°A°). A continuación se indican sus ventajas y desventaja.

1.4.5. Ventajas de construir con hormigón

- Son más impermeables en relación a las construidas con otro material.
- Tienen mayor resistencia al empuje de la tierra, por lo que se adecuan muy bien para cámaras profundas.
- Tienen mayor durabilidad.

1.4.6. Desventajas de construir con hormigón

- En cámaras muy profundas que superan los tres metros, se debe realizar un estudio a fondo del empuje del suelo, para ver si es necesario de realizarlas con hormigón armado, lo cual provocaría que los costos económicos subieran considerablemente.
- Por tratarse de hormigón, su construcción es más compleja y el tiempo de construcción de las cámaras es mayor.

1.4.7. Alternativa viable del material seleccionado para construcción de cámara de inspección

Se opta por la alternativa indicada en la sección 2.1.2.2, que es realizar la construcción de cámaras con hormigón ciclópeo, porque la zona beneficiada con este estudio en particular, es una zona húmeda y las cámaras de hormigón son mucho más impermeables que las de mampostería de ladrillo y se adecuan a las condiciones del terreno en estudio, se decide construir las cámaras de hormigón ciclópeo y no de armado, ya que las profundidades de las cámaras serán reducidas y no se requiere realizarlas de hormigón armado.

Capítulo II

Parámetros de diseño

2.1. Introducción

En este capítulo se desarrollará, el diseño del sistema de alcantarillado sanitario, tomando en cuenta todos los parámetros, criterios y normas establecidas.

2.2. Parámetros de diseño del sistema de alcantarillado sanitario

Se plantearán los parámetros necesarios para el diseño de sistema de alcantarillado sanitario.

2.2. Parámetros de diseño del sistema de alcantarillado sanitario

Se plantearán los parámetros necesarios para el diseño de sistema de alcantarillado sanitario.

2.2.1. Periodo de diseño

El diseño de un sistema de alcantarillado, se proyecta para que sirva a una población mayor a la actual, el periodo de diseño se define como el tiempo durante el cual servirán eficientemente las obras del sistema.

El periodo de diseño se puede elegir de acuerdo a dos factores:

a) En función a la población

- Localidades de 1 000 a 15 000 habitantes: 10 a 15 años.
- Localidades de 15 000 a 50 000 habitantes: 15 a 20 años.
- Localidades con más de 50 000 habitantes: 30 años, pero podrá ser mayor o menor siempre que el proyectista justifique el período de diseño elegido.

b) En función a los componentes

Tabla 1. Periodos de diseño en función de componentes del sistema de Alcantarillado

| Componentes | Periodo (Años) |
|---------------------------------------|----------------|
| Colectores secundarios y principales | 20 a 30 |
| Colectores, interceptores y emisarios | 30 a 50 |
| Mecánico 5 a 10 | 5 a 10 |
| Combustión 5 a 10 | 5 a 10 |
| Eléctrico 10 a 15 | 10 a 15 |

Fuente: **Norma Boliviana NB 688**

Se debe tomar en cuenta los siguientes aspectos antes de decidir en función de que factor elegir el periodo de diseño:

- Vida útil de las alcantarillas, equipo, maquinaria y estructuras que componen un sistema de alcantarillado.
- Posibilidades técnicas y costos de las ampliaciones, remoción o adición de obras.
- Crecimiento de la población relativa a cambios socioeconómicos.
- Disponibilidad de créditos o recursos para el financiamiento de las obras.

Para este estudio en particular se elegirá el periodo de diseño, en función de los componentes, ya que la población beneficiaria se encuentra en una zona rural, donde es necesario que el diseño de los componentes del sistema de alcantarillado sanitario, tengan una vida útil considerable ya que este tipo de proyectos en zonas rurales es muy difícil de obtenerlos debido a que son proyectos de gran magnitud y de costos elevados. El periodo de diseño o vida útil escogido es de 30 años para el sistema de alcantarillado en conjunto.

2.2.2. Población

Se presenta la población actual y población futura o de diseño.

2.2.2.1 Población actual

La población actual, es un parámetro de mucha importancia dentro del diseño de sistemas de alcantarillado sanitario, incluso se podría decir que es la base para realizar un estudio que cumpla con las necesidades requeridas, ya que si no se tiene el dato de la población real, se cometería un error significativo al calcular la población futura, con la cual se realiza el diseño final del sistema de alcantarillado y por consiguiente este diseño sería errado.

Para obtener la población actual de una ciudad, pueblo o comunidad se recurre a datos de censos que son realizados por el Instituto Nacional de Estadística (INE).

2.2.2.2. Índice de crecimiento

Para determinar el índice de crecimiento demográfico, se acudirá a la información proporcionada por el Instituto Nacional de Estadística (INE). El índice de crecimiento de la comunidad es de 1.5 %.

2.2.2.3. Población futura o de diseño

La población futura, es también la población de diseño, población con la cual se realiza el diseño del sistema de alcantarillado sanitario.

Según la Norma Boliviana NB 688, además de tomar en cuenta los métodos establecidos por el Instituto Nacional de Estadística (INE), se puede tomar en cuenta otros métodos tradicionales, según las siguientes expresiones:

Método Geométrico:

$$Pf = Pa * \left(1 + \frac{i}{100}\right) \quad (3.1)$$

Método de Wappaus:

$$Pf = Pa * \frac{(200 + it)}{(200 - it)} \quad (3.2)$$

Método Exponencial:

$$Pf = Pa * e^{\frac{i+t}{100}} \quad (3.3)$$

Método Aritmético:

$$Pf = Pa * \left(1 + \frac{i * t}{100}\right) \quad (3.4)$$

Donde:

Pf = Población futura

Pa = Población actual

t = Periodo de diseño

i = Índice de crecimiento poblacional

En este diseño en particular se utilizó el método de *Wappaus*, este método es un método confiable y utilizado por proyectistas para este tipo de diseños.

2.2.3. Densidad poblacional

La densidad poblacional es un factor que indica el número de habitantes en una determinada área. Área expresada en hectárea, es un parámetro de mucha importancia, ya que a partir de la densidad poblacional podremos encontrar la población en determinada área de aporte.

En la tabla 3.2, se muestran rangos de densidad poblacional.

Tabla 2. Rangos de densidad poblacional

| DENSIDAD | N° habitantes / HECTAREA |
|------------------|--------------------------|
| Alta | > 240 |
| Media Alta | 180 |
| Media Baja | 120 |
| Baja | 80 |
| Torres dispersas | Menos de 40 |

Fuente: Guía técnica para el diseño de sistemas de alcantarillado sanitario para poblaciones menores

2.2.4. Dotación de agua potable

Es un parámetro importante para el diseño de alcantarillado sanitario porque en función de este se definirán los caudales medios y así se obtendrán los caudales máximos de diseño, este último es en el que interviene directamente en el diseño hidráulico.

Es el consumo anual total previsto de una ciudad, centro o poblado, dividido por su correspondiente población abastecida y por el número de días del año, se expresa en litros por habitante por día (l/hab/d).

Esta dotación varía de acuerdo a varios aspectos como ser:

- Condiciones socioeconómicas de los habitantes y el tamaño de los lotes de terreno.
- Condiciones climatológicas ya sea del área rural o del radio urbano.
- Clima del lugar.

En la tabla 3.3, se muestran diferentes valores de dotación de agua potable, en función del número de habitantes y zona geográfica.

Tabla 3. Dotación media de agua potable (L/hab./día)

| | POBLACIÓN | | | | | |
|---------------|-------------|-----------|-----------|------------|-------------|----------------|
| | Hasta | De 500 | De 2000 | De 5000 | De 20000 | Mas de |
| | 500 hab. | a 2000 | a 5000 | a 20000 | a 100000 | 100000 hab. |
| ALTIPLÁNICA | 30-50 | 30-70 | 50-80 | 80-100 | 100-150 | 150-250 |
| DE LOS VALLES | 50-70 | 50-90 | 70-100 | 100-140 | 150-200 | 200-300 |
| DE LOS LLANOS | 70-90 | 70-110 | 90-120 | 120-180 | 200-250 | 250-350 |

Fuente: **Norma Boliviana NB 688**

De acuerdo a las características geográficas y de población de la zona de, que se encuentra en una zona de valles y con una población actual de 378 habitantes.

2.2.4.1. Cálculo de la población futura.-

La predicción de la población deberá estar fundamentada por los métodos de cálculo.

$$Pf = Po (1 + i / 100)^t$$

$$Pf = 378 * \left(1 + \frac{1.5}{100}\right)^{30}$$

$$Pf = 590 \text{ hab.}$$

Donde:

Pf = Población futura.

Po = Población inicial de referencia.

t = período de diseño en años.

i = Índice de crecimiento Anual.

Dotación es el consumo anual previsto de una ciudad o centro poblado dividido entre la población abastecida correspondientemente y el número de días del año expresado en litros por habitante día (L/h/d).

2.2.4.2. Dotación futura.-

La dotación futura se puede determinar con un incremento anual entre el 0.5 % y el 2% aplicando la fórmula del crecimiento geométrico:

$$Df = Di (1+d /100)^n$$

$$Df = 150 * \left(1 + \frac{2}{100} \right)^{30}$$

$$Df = 272 (l/hab/d).$$

Donde:

Df = Dotación Futura.

Di = Dotación inicial.

d = Variación anual de la dotación.

n = Número de años en estudio.

2.2.5. Características del terreno

Se realizaron los análisis de suelos necesarios para el estudio.

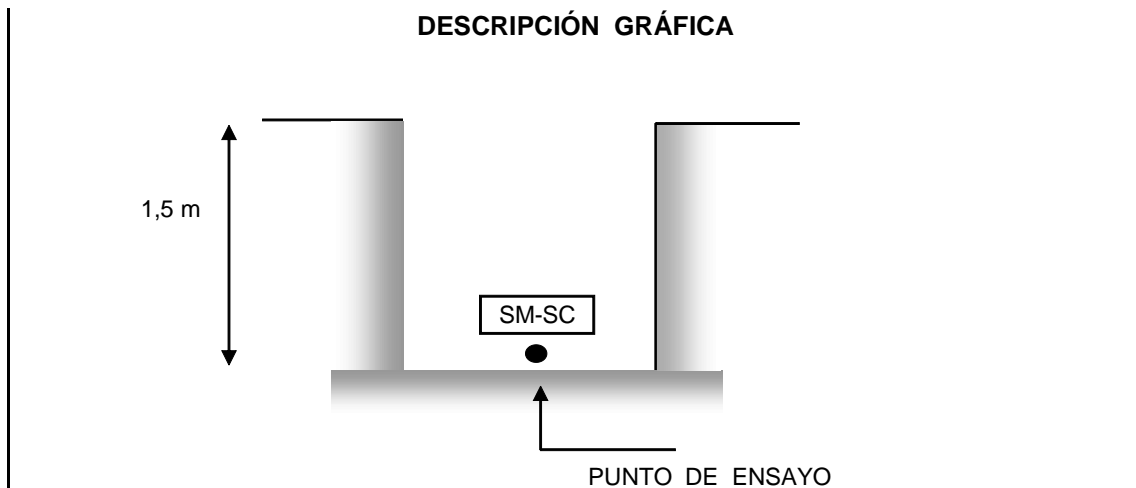
2.2.5.1. Tipo de suelo

El tipo de suelo que se presenta en el lugar del proyecto es un suelo que se puede clasificar

| CLASIFICACIÓN DEL SUELO | | DESCRIPCIÓN |
|-------------------------|----------|---|
| SUCS: | SM-SC | Arenas limo-arcillosas, con bajo contenido de gravas. |
| AASHTO: | A-2-5(0) | |

Cuadro 1 El tipo de suelo que se presenta en el lugar del proyecto

| Pozo Nº | Profundidad mts | Nº Golpes | Resist. Adm. Húmeda | Resist. Adm. Seca | Tipo de Suelo |
|---------|-----------------|-----------|---------------------|--------------------|---------------------|
| 1 | 1,5 | 35 | 0,76 | 0,84 | SM - SC (Unificada) |
| | | | Kg/cm ² | Kg/cm ² | |



OBSERVACIONES

El ensayo de penetración fue realizado con el ensayo del Cono Holandés
 El contenido de Humedad para este suelo es 8,02%.

Figura 1. Ensayo de penetración con el cono holandés

En el Anexo Nº 2 se muestra a detalle el ensayo realizado en laboratorio de suelos y los resultados obtenidos.

2.2.5.2. Nivel freático

El nivel freático en la zona donde se desarrollará el proyecto, presenta un nivel freático alto, ya que al obtener la muestra de suelo, se observó presencia de humedad a poca profundidad de excavación.

2.2.5.3. Topografía del terreno

La topografía es un parámetro de mucha importancia dentro del diseño de un sistema de alcantarillado sanitario, ya que a partir de la misma se realiza el cálculo hidráulico del sistema, y esto implica obtener pendientes y diámetros de tuberías que cumplan, las verificaciones correspondientes y se tenga un sistema eficaz y funcional.

La topografía que presenta la zona, es una topografía variable, pendientes suaves desde afuera de la comunidad y se van haciendo fuertes hacia el centro de la misma, además no se presentan depresiones en la misma. En el Plano 1 se aprecian las cotas del terreno en la comunidad y sus curvas de nivel correspondientes.

2.2.6. Caudal de diseño

El caudal de diseño es el caudal directo con el que se realiza el diseño hidráulico del sistema de alcantarillado sanitario, este caudal está en función de varios caudales calculados, la ecuación 3.5 nos da una apreciación del caudal de diseño.

$$Q_d = Q_{max} + Q_e + Q_i \quad (3.5)$$

Donde:

Q_d = Caudal de diseño, en l/s

Q_{max} = Caudal máximo, en l/s

Q_e = Caudal debido a conexiones erradas, en l/s

Q_i = Caudal de infiltración, en l/s

2.2.6.1. Caudal máximo horario

Este caudal se determina a partir de un coeficiente de mayoración (coeficiente de punta) multiplicado por el caudal medio diario, dicho coeficiente se determina de acuerdo con las características propias de la población, a continuación se define el caudal máximo horario:

$$Q_{max} = M * Q_m \quad (3.6)$$

Donde:

Q_{max} = Caudal máximo horario, en l/s

Q_m = Caudal medio diario, en l/s

M = Coeficiente de punta

2.2.6.2. Caudal medio diario

Se define como la contribución durante un periodo de 24 horas, obtenida como el promedio durante un año. Cuando no se dispone de datos de aportes de aguas residuales, lo cual es usual en la mayoría de los casos, se debe cuantificar este aporte en base al consumo de agua potable.

$$Q_m = \frac{P \cdot d}{86400} * C \quad (3.7)$$

Donde:

Q_m = Caudal medio diario de aguas residuales, en l/s

C = Coeficiente de retorno o aporte.

d = Consumo de agua potable (dotación), en l/hab/d

P = Población, en hab.

2.2.6.3. Coeficiente de retorno (C)

El coeficiente de retorno toma en cuenta el hecho, de que no toda el agua consumida en el domicilio es devuelta al alcantarillado, esto debido a los diferentes usos como riego de jardines, lavado de vehículos, limpieza del domicilio y otros usos, se puede establecer entonces que solo un porcentaje del agua consumida es devuelta al alcantarillado sanitario, este porcentaje se denomina coeficiente de retorno o aporte, el mismo fluctúa estadísticamente entre 60% y 80%.

Para este proyecto en particular se asume un porcentaje del 80%, debido a que la zona beneficiada con el proyecto, es una zona rural donde son unos pocos los pobladores que tienen vehículos y solo utilizan el agua para necesidades básicas.

Coeficientes de variación de caudal k1 y k2

El coeficiente de punta está dado por los coeficientes de variación de caudal k1 y k2.

$$M = k1 \cdot k2$$

Donde:

k1=Coeficiente de máximo caudal diario, es la relación entre el mayor caudal diario verificado al año y el caudal medio diario anual. El coeficiente de máximo caudal diario k1, varía entre 0,2 a 1,5, según las características de la población. Los valores mayores de k1, corresponden a poblaciones menores, donde los hábitos y costumbres de la población son menores.

k2 Coeficiente de máximo caudal horario, es la relación entre el mayor caudal observado en una hora del día de mayor consumo y el caudal medio del mismo día. El coeficiente de máximo caudal horario k2, varía según el número de habitantes, como se muestra en la tabla 3.4

Tabla 4 . Valores del coeficiente k₂

| Población (hab) | Coeficiente k₂ |
|------------------------|----------------------------------|
| Hasta 2 000 | 2,20 a 2,00 |
| De 2 001 a 10 000 | 2,00 a 1,80 |
| De 10 001a 100 000 | 1,80 a 1,50 |
| Más de 100 000 | 1,50 |

2.2.6.4. Caudal máximo horario doméstico (QMH)

El caudal máximo horario es la base para establecer el caudal de diseño de una red de colectores de un sistema de recolección y evacuación de aguas residuales. El caudal máximo horario del día máximo, se debe estimar a partir del caudal medio diario, mediante el uso del coeficiente de punta “M” y para las condiciones inicial y final del proyecto. El caudal máximo horario está dado por:

$$M_{MH} = MQ_{MD}$$

Donde:

QMH =Caudal máximo horario doméstico, en L/s

M =Coeficiente de punta adimensional

Q_{MD}= Caudal medio diario doméstico, en L/s

2.2.6.5. Caudal de diseño (QDT)

El caudal de diseño (QDT) de cada tramo de la red de colectores se obtiene sumando al caudal máximo horario doméstico del día máximo, QMH, los aportes por infiltraciones lineales y conexiones erradas y de los caudales de descarga concentrada. El caudal de diseño está dado por:

$$QDT = QMH + QINF + QCE$$

Donde:

Q_{DT} = Caudal de diseño, en L/s

Q_{MH} = Caudal máximo horario doméstico, en L/s

Q_{INF} = Caudal por infiltración, en L/s

Q_{CE} Caudal por conexiones erradas, en L/s

2.2.6.6. Caudal de conexiones erradas

En los caudales de aguas residuales, se considera también, los caudales pluviales provenientes de conexiones erradas, por lo cual es necesario fijar un coeficiente de seguridad, que fluctúa entre el 5 y 10% del caudal máximo previsto de aguas residuales.

En este diseño en particular, se tomó como porcentaje de conexiones erradas, el 10%, debido a que en la zona no hay alcantarillado pluvial, y realizar el control para que los vecinos no arrojen aguas provenientes de las precipitaciones, al alcantarillado sanitario es una tarea difícil.

2.2.6.7. Caudal de infiltración

Tratar de evitar la infiltración proveniente de aguas subterráneas, principalmente freáticas a través de fisuras en los colectores, juntas mal instaladas o en otros componentes del sistema de alcantarillado, es difícil realizar esa labor por lo que se debe tomar en cuenta un caudal de infiltración, que esta en función de los siguientes aspectos:

- La altura del nivel freático, sobre el fondo del colector.
- Permeabilidad del suelo y precipitación anual.
- Dimensiones, estado y tipo de alcantarillas.
- Cuidado en la construcción de cámaras de inspección.

En la tabla 3.4, se presentan valores de caudal de infiltración por metro, en función del tipo de unión entre tuberías y la ubicación del nivel freático.

Tabla 5. Valores de caudal de Infiltración en Tubos

| Qi [l/s/m] | | | | | | | | |
|----------------|---------|--------|---------|--------|---------------------|--------|-----------|---------|
| Tubo de | Cemento | | Arcilla | | Arcilla Vitrificada | | PVC | |
| Junta de | Cemento | Goma | Cemento | Goma | Cemento | Goma | Pegamento | Goma |
| NF Bajo | 0,0005 | 0,0002 | 0,0005 | 0,0001 | 0,0002 | 0,0001 | 0,0001 | 0,00005 |
| NF Alto | 0,0008 | 0,0002 | 0,0007 | 0,0001 | 0,0003 | 0,0001 | 0,00015 | 0,0005 |

Fuente: **Norma Boliviana NB 688**

Par este estudio en particular, se realizara el diseño con tubos de PVC, se utilizarán juntas de goma, ya que este tipo de juntas es conveniente para absorber efectos de dilatación en la tubería, para el tipo de tubería y junta utilizada se tiene que el Q_i es de 0,00015 (l/s/m).

2.2.6.8. Aporte de caudal institucional

El aporte institucional varía de acuerdo con el tipo y tamaño de institución, (instituciones públicas, hospitalarias, hoteles, colegios, cuarteles y otros similares), por lo que se debe considerar cada caso particular.

En la comunidad beneficiaria con este diseño, se cuenta sólo con una institución significativa para aporte de caudal institucional, esta vendría a ser la Colegio Holandés ya que en ella habría un numero de 500 estudiantes y el plantel de docentes y administrativo seria de 12 personas, por lo que se tiene 512 personas que están concentradas en una zona en un determinado tiempo, población que provocaría un caudal instantáneo que iría directamente al colector que recibe el aporte de esta escuela, por otra parte no se cuenta con hospital sino mas bien, solo con una pequeña posta, por lo que no se producirían caudales de consideración, no se toman en cuenta caudales de aporte industrial debido a que no hay industria alguna en la comunidad,

tampoco se toma en cuenta el aporte comercial, ya que los únicos centros de comercio son las pequeñas tiendas que tienen algunos vecinos en sus domicilios.

Sin embargo para pequeñas instituciones, los aportes de aguas residuales pueden estimarse a partir de los valores por unidad de área institucional, es entonces que se tiene que la contribución institucional para pequeñas instituciones es de 0,4 a 0,5 (l/s.Ha Institución).Entonces para determinar el aporte institucional de la escuela de la comunidad, se debe adoptar un valor de aporte, que este en el rango mencionado y multiplicarlo por el área de la institución.

Se adopta 0,5 (l/s.Ha Institución), para tener un margen de seguridad.

$$Q \text{ Inst.} = A_{\text{Escuela}} \times 0,5 \text{ (l/s.Ha Institución)} = 2.17\text{Ha} \times 0,5 \text{ (l/s.Ha Institución)}$$

$$Q \text{ Inst.} = 1.1 \text{ l/s}$$

Este caudal iría directamente a sumarse al caudal acumulado, que tributa al colector 23-24.

2.3. Criterios de diseño del sistema de alcantarillado sanitario

Se plantean los criterios relevantes y que son de mucha importancia en el diseño del sistema de alcantarillado.

2.3.1. Criterios de diseño hidráulico

La fórmula empírica de Manning es la más práctica para el diseño de canales abiertos, también se utiliza para conductos cerrados y tiene la siguiente expresión:

$$V = \frac{1}{n} R^{\frac{2}{3}} S^{\frac{1}{2}} \quad (3.11)$$

Donde:

V = Velocidad, en m/s.

n = Coeficiente de rugosidad, (adimensional)

R = Radio hidráulico, en m.

S = Pendiente, en m/m.

El Radio hidráulico se define como:

$$R = \frac{A_m}{P_m} \quad (3.12)$$

Donde:

A_m = Área de la sección mojada, en m^2 .

P_m = Perímetro de la sección mojada, en m.

2.3.2. Coeficiente de rugosidad

Conforme a lo establecido en la Norma Boliviana NB 688, el coeficiente de rugosidad (n) de la fórmula de Manning, está determinado 0,013 .

3.3.3. Propiedades hidráulicas de los conductos circulares

Se presentan las diferentes propiedades de los conductos circulares.

2.3.3.1. Flujo en tuberías con sección llena

En el diseño de conductos circulares, se utilizan tablas, nomogramas o programas de computadora, los mismos están basados en la fórmula de Manning y relacionan la pendiente, diámetro, caudal (capacidad hidráulica) y velocidad, para condiciones de flujo a sección llena. Para tuberías con sección llena el radio hidráulico es:

$$R = \frac{D}{4} \quad (3.13)$$

Donde:

D = Diámetro de la tubería, en m

Sustituyendo la ecuación 3.13 en la ecuación 3.11, la fórmula de Manning para tuberías a sección llena es:

$$V = \frac{0,397}{n} D^{\frac{2}{3}} S^{\frac{1}{2}} \quad (3.14)$$

En función del caudal, con $Q = VA$ (3.15)

Donde:

Q = Caudal, en m³/s

A = Área de la sección circular, en m²

Reemplazando la ecuación 3.14 en la ecuación 3.15, tenemos que el caudal es:

$$Q = \frac{0,312}{n} D^{\frac{8}{3}} S^{\frac{1}{2}} \quad (3.16)$$

2.3.3.2. Flujo en tuberías con sección parcialmente llena

El flujo a sección llena se presenta en condiciones especiales. Se debe destacar que la condición normal de flujo en conductos circulares de alcantarillado, es a sección parcialmente llena, con una superficie de agua libre y en contacto con el aire.

En los sistemas sanitarios, las alcantarillas circulares se proyectan para funcionar a tubo parcialmente lleno.

Durante el diseño normalmente se conoce la relación entre el caudal de diseño y el caudal a tubo lleno, es necesario determinar el caudal, velocidad, tirante y radio

hidráulico, cuando el conducto fluye a sección parcialmente llena (condiciones reales). Para el cálculo es necesario utilizar las propiedades hidráulicas de la sección circular que relacionan las características de flujo a sección llena y parcialmente llena. En la figura 3.1., se muestra el diagrama de elementos hidráulicas en una sección circular.

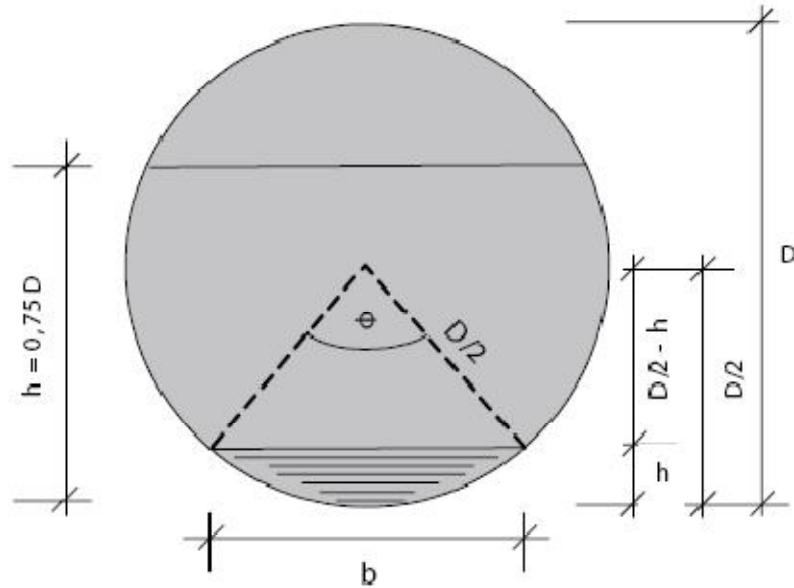


Figura 2. Sección de una tubería Parcialmente llena

Fuente: Norma Boliviana NB 688

El Angulo θ° en grado sexagesimal de la figura 3.2, se define con la siguiente expresión:

$$\theta^\circ = 2 \arccos \left(1 - \frac{2h}{D} \right) \quad (3.17)$$

El radio hidráulico es:

$$R = \frac{D}{4} \left(1 - \frac{360 \operatorname{sen} \theta^\circ}{2\pi\theta^\circ} \right) \quad (3.18)$$

Sustituyendo la ecuación 3.18 en la ecuación 3.11, la fórmula de Manning para tuberías con sección parcialmente llena es:

$$V = \frac{0,397 D^{\frac{2}{3}}}{n} \left(1 - \frac{360 \operatorname{sen} \theta^\circ}{2\pi\theta^\circ} \right)^{\frac{2}{3}} S^{\frac{1}{2}} \quad (3.19)$$

En función del caudal, se tiene:

$$Q = \frac{D^{\frac{8}{3}}}{7257,15 n (2\pi\theta^\circ)^{\frac{2}{3}}} (2\pi\theta^\circ - 360 \operatorname{sen} \theta^\circ)^{\frac{5}{3}} \cdot S^{\frac{1}{2}} \quad (3.20)$$

2.3.4. Criterio de velocidad

Se deben considerar tres límites muy importantes:

- Velocidad mínima, para evitar la sedimentación.
- Velocidad máxima, para reducir la erosión en la tubería.
- Velocidad crítica, para impedir la formación de mezclas de aire y líquidos.

2.3.4.1. Velocidad mínima

En los colectores de sistemas de alcantarillado sanitario, se producen obstrucciones por el depósito de materiales de desecho, y partículas orgánicas, las que se arrastran con velocidades iguales o superiores a 0.3 m/s. Las pendientes de fondo de los colectores deben ser tales que mantengan una velocidad satisfactoria de escurrimiento denominada de autolimpieza, que impida sedimentación de sólidos en suspensión, arena fina y gravilla, para lo cual se requiere una velocidad mínima cuando la alcantarilla trabaja a tubo lleno, dicha velocidad es de 0.6 m/s. De la fórmula de Manning, la pendiente tiene la siguiente expresión:

$$S = \left(\frac{V n}{0,397 D^{\frac{2}{3}}} \right)^2 \quad (3.21)$$

Donde:

S = Pendiente, en m/m

V = Velocidad, en m/s

D = Diámetro, en m

n = Coeficiente de rugosidad (adimensional)

En la tabla 3.5, se presenta los valores de la pendiente mínima para diferentes diámetros de tubería, calculada con la ecuación 3.21, basado en el criterio de la velocidad mínima, cuando el flujo promedio está a 100% de la capacidad del colector (sección llena) y la velocidad mínima requerida para estas condiciones es $V = 0,6$ m/s, para un coeficiente de rugosidad $n = 0,013$, ambos constantes.

Tabla 6 . Pendientes Mínimas – Criterio de Velocidad

| Diámetro (m) | Pendiente Mínima (o/oo) | Velocidad a Sección Llena (m/s) | Caudal a Sección Llena (m³/s) |
|---------------------|--------------------------------|--|---|
| 0,10 | 8,32 | 0,60 | 0,0047 |
| 0,15 | 4,85 | 0,60 | 0,0106 |
| 0,20 | 3,30 | 0,60 | 0,0188 |
| 0,25 | 2,45 | 0,60 | 0,0295 |
| 0,30 | 1,92 | 0,60 | 0,0424 |
| 0,35 | 1,57 | 0,60 | 0,0577 |
| 0,40 | 1,31 | 0,60 | 0,0754 |
| 0,45 | 1,12 | 0,60 | 0,0954 |
| 0,50 | 0,97 | 0,60 | 0,1178 |

Fuente: **Norma Boliviana NB 688**

Sin embargo, la velocidad cerca del fondo del conducto es la más importante a efectos de la capacidad transportadora del agua. Según algunos autores, se ha comprobado que una velocidad media de 0,3 m/s. es suficiente para evitar un depósito importante de sólidos. Por tal motivo, los proyectistas verifican que para condiciones de flujo parcialmente lleno, la velocidad no sea menor a este valor.

2.3.4.2. Velocidad máxima

Cuando la topografía presenta pendientes fuertes, se presentan altas velocidades de escurrimiento de las aguas residuales, ocasionando abrasión (desgaste) en las tuberías, al contener sustancias tales como arena fina, grava y gravilla. Por esta razón se establece una velocidad máxima de 5 m/s. para el alcantarillado sanitario.

2.3.4.3. Velocidad crítica

Si la velocidad final alcanza los 5 m/s y se comprueba que es mayor a la velocidad crítica, podría provocar la ocurrencia de un resalto hidráulico en las aguas residuales. Como esa mezcla aire –líquido tiene un volumen superior al del líquido libre de aire, en la sección de escurrimiento, el tirante no deberá ser superior a 0,5 del diámetro (para interceptores y emisarios) y 0,75 del diámetro (para colectores primarios y secundarios).

La velocidad crítica se define con la ecuación 3.22 mostrada a continuación:

$$V_c = 6 \cdot \sqrt{g \cdot R} \quad (3.22)$$

Donde:

V_c = Velocidad crítica, en m/s.

g = Aceleración de la gravedad, en m/s^2 .

R = Radio hidráulico, en m.

2.3.5. Criterio de la fuerza tractiva

La fuerza tractiva o tensión de arrastre (τ) es el esfuerzo tangencial unitario ejercido por el líquido sobre el colector y en consecuencia sobre el material depositado. La fuerza tractiva se define en la ecuación 3.23. La pendiente mínima del colector, puede ser calculada con el criterio de la fuerza tractiva, considerando que el transporte de sólidos no es proporcional a la velocidad de flujo, pero si a la fuerza tractiva, y esta a su vez es proporcional a la pendiente del conducto y al radio hidráulico.

$$\tau = \rho \cdot g \cdot R \cdot S \quad (3.23)$$

Donde:

τ = Fuerza tractiva (pascal)

ρ = Peso específico del agua ($1.000 \text{ Kg}/m^3$)

g = Aceleración de la gravedad ($9,81 \text{ m/s}^2$)

R = Radio hidráulico, en m.

S = Pendiente de la tubería, en m/m.

El objetivo es calcular la pendiente mínima del tramo, capaz de provocar la fuerza suficiente para arrastrar el material que se deposita en el fondo. La pendiente mínima de la tubería, puede ser calculada con el criterio de la tensión tractiva, considerando que el transporte de sedimentos es proporcional a la tensión tractiva. De la ecuación 3.23, despejamos la pendiente de la tubería a sección llena:

$$S = \frac{\tau}{\rho \cdot g \cdot R} \quad (3.24)$$

Sustituyendo la ecuación (3.18) en (3.24), obtenemos la pendiente para tuberías con sección parcialmente llena:

$$S = \frac{\tau}{\rho \cdot g \cdot \frac{D}{4} \left(1 - \frac{360 \text{ sen } \theta^\circ}{2 \pi \theta^\circ} \right)} \quad (3.25)$$

En la tabla 3.6, se presenta los valores de la pendiente mínima calculada con la ecuación 3.24, basado en el criterio de la fuerza tractiva, cuando el flujo promedio está a 100% de la capacidad del colector (sección llena). Para fines de comparación con el criterio de velocidad, previamente se calculó la fuerza tractiva = 2,04 Pa, con la pendiente de 8,32 o/oo, el radio hidráulico $R = D/4$ y para el diámetro de 0,10 m. (con ayuda de la ecuación 3.23 se calculó la fuerza tractiva). Luego la velocidad fue obtenida con la fórmula de Manning con un coeficiente de rugosidad $n = 0,013$.

Tabla 7. Pendientes Mínimas – Criterio de la Fuerza Tractiva

| Diámetro (m) | Pendiente Mínima (o/oo) | Velocidad a Sección Llena (m/s) | Caudal a Sección Llena (m ³ /s) |
|--------------|-------------------------|---------------------------------|--|
| 0,10 | 8,32 | 0,60 | 0,0047 |
| 0,15 | 5,55 | 0,64 | 0,0113 |
| 0,20 | 4,16 | 0,67 | 0,0212 |
| 0,25 | 3,33 | 0,70 | 0,0343 |
| 0,30 | 2,77 | 0,72 | 0,0509 |
| 0,35 | 2,38 | 0,74 | 0,0711 |
| 0,40 | 2,08 | 0,76 | 0,0950 |
| 0,45 | 1,85 | 0,77 | 0,1226 |
| 0,50 | 1,66 | 0,78 | 0,1540 |

Fuente: Técnicas de diseño de sistema de alcantarillado sanitario y pluvial, modificaciones a la Norma NB 688, mayo 2002

Comparando los valores de las tablas 3.5 y 3.6 se observa que el diseño basado en el Criterio de la Tensión Tractiva permite para un mismo diámetro, mayor caudal, velocidad y pendiente que el diseño basado en el Criterio de la Velocidad Mínima. La diferencia es importante conforme se incrementa el diámetro. Si bien la práctica usual de diseño, es determinar pendientes mínimas sobre la base de la velocidad mínima constante, queda demostrado que el diseño se debe basar en una fuerza tractiva mínima constante. La condición de autolimpieza de la tubería es creada por la fuerza tractiva de flujo.

2.3.5.1. Fuerza tractiva mínima

La tensión tractiva mínima para los sistemas de alcantarillado sanitario será:

$$\tau_{\min} = 1Pa = 0,102 \frac{kg}{m^2}$$

En los tramos iniciales la verificación de la tensión tractiva mínima no podrá ser inferior a 0,6 Pa. = 0,061 Kg. /m².

2.3.5.2. Fuerza tractiva recomendable

Para el caso de los sistemas de alcantarillado sanitario, según el resultado del análisis granulométrico del material de fondo de los colectores, realizados en Middle (Inglaterra), la parte occidental de los Países Bajos y en Portachuelo (Bolivia -1999), se ha determinado que el diámetro específico de arena transportada es de 0,4 a 0,6 mm. Estos valores serían comunes en la mayoría de zonas del mundo.

Al no contar con análisis granulométricos y adoptando un factor de seguridad, se recomienda calcular la pendiente mínima de los colectores sanitarios con una fuerza mínima de **1,0 Pa**. En los tramos iniciales de los colectores (arranque), en los cuales se presentan bajos caudales promedio tanto al inicio como al fin del periodo de diseño, se recomienda calcular la pendiente con una fuerza tractiva de **1,0 Pa**, y posteriormente, su verificación con caudales de aporte reales, no deberá ser menor a **0,6 Pa**.

2.3.6. Condiciones de flujo

Cuando se proyectan colectores de alcantarillado, se debe tener en cuenta las condiciones de flujo debido a los bajos caudales que se producen durante los primeros años después de su construcción. Se debe garantizar que las velocidades y pendientes no sean demasiado bajas como para producir sedimentación, ocasionando costos de mantenimiento elevados, antes de alcanzar los caudales de proyecto.

2.3.6.1. Variación de caudales de aguas residuales

Observaciones de sistemas construidos en nuestro país y otros países, permiten afirmar que generalmente, los colectores no funcionan a sección llena. El volumen de

aguas residuales sufre variaciones horarias, diarias y anuales, presentándose las siguientes condiciones de flujo:

- Caudales mínimos que se producen por la noche y son aproximadamente dos o tres veces menores que el caudal medio y que ocasionan la sedimentación de arena y otras sustancias sedimentables (carga de residuos).
- Caudales máximos incluyendo el ingreso de agua de lluvia por conexiones erradas que alcanzan a no más del 50% ó 60% de la capacidad de la tubería.
- Caudal máximo futuro igual a dos veces el caudal máximo presente, en áreas residenciales con densificación y/o incremento del consumo específico de agua potable.

Conjugando las condiciones de flujo, se puede asumir que el caudal medio presente es del 15% al 20% de la capacidad del colector, según las siguientes relaciones:

Caudal medio diario = 50% del caudal máximo diario

Caudal máximo presente = 50% del caudal máximo futuro

Caudal máximo futuro = 60% de capacidad de la tubería

Conjugando las relaciones de caudal, obtenemos la siguiente relación:

$$\frac{Q_{mi}}{Q_{II}} = 0,5 \cdot 0,5 \cdot 0,6 = 0,15 = 15\% \quad (3.26)$$

Donde:

Q_{mi} = Caudal medio diario en la etapa inicial (sección parcialmente llena).

Q_{II} = Caudal de diseño, la tubería deberá tener capacidad para conducir este caudal futuro (sección llena).

2.3.7. Pendiente mínima

La pendiente mínima será determinada para garantizar la condición de autolimpieza, desde la etapa inicial del proyecto, de acuerdo a la relación que indica la ecuación 3.26 en la sección anterior 3.3.6.1.

En la práctica, los sistemas de alcantarillado sanitario además de la arena, transportan diferentes tipos de sustancias sedimentables (heces fecales y otros productos de desecho. Además, durante los primeros años de funcionamiento del sistema, los caudales promedio, están por debajo de la capacidad llena de los colectores.

Por los motivos anteriores, para la selección de la pendiente mínima se recomienda realizar un estudio técnico-económico y comparar el ahorro en el costo de construcción del sistema debido a una mayor profundización de los colectores, con el costo por mantenimiento debido a la limpieza y extracción de sedimentos.

Es recomendable que entre el 90% al 95% del material sedimentable que ingresa a los sistemas de alcantarillado, sean transportados y se reduzca de esta manera el costo de mantenimiento.

Por lo tanto, definida la relación de caudales, el siguiente paso es predeterminar las pendientes mínimas de los colectores, que den lugar a velocidades autolimpiantes en condiciones críticas de flujo, es decir cuando se presentan bajos caudales y tirantes, incluso cuando el incremento de costos de construcción con pendientes más pronunciadas suponga costos fijos mayores que el costo adicional de mantenimiento de los colectores si se hubiesen construido con pendientes menores.

De acuerdo con las recomendaciones de la Norma Boliviana NB 688, las pendientes mínimas admisibles serán determinadas para las condiciones de flujo establecidas en la sección 3.3.6.1, para una tensión tractiva media de $1 Pa$ en caso del alcantarillado sanitario. Al respecto se aplicará el procedimiento que se muestra en la siguiente sección.

2.3.7.1. Pendiente mínima admisible para colectores de alcantarillado sanitario

a) Relación de caudal:

$$\frac{Q_p}{Q_u} = 0,10 \Rightarrow \frac{d}{D} = 0,2136 \quad (\text{Propiedades Hidraulicas, Figura 3.1})$$

b) El ángulo central (Grado sexagesimal):

$$\theta^\circ = 2 \arccos \left(1 - \frac{2d}{D} \right) = 110,11^\circ \quad (3.27)$$

c) Radio hidráulico:

$$R_p = \frac{D}{4} \left(1 - \frac{360 \operatorname{sen} 110,11^\circ}{2\pi 110,11^\circ} \right) \quad (3.28)$$

$$R_p = 0,128D \quad (3.29)$$

d) Pendiente mínima:

$$S_{\min} = \frac{\tau_{\min}}{\rho g R_p} = \frac{\tau_{\min}}{\rho g 0,1525 D} \left[\frac{m}{m} \right] \quad (3.30)$$

Con la ecuación 3.30 se calculan las pendientes mínimas admisibles para diferentes diámetros y los valores de velocidad (ecuación 3.14) y caudal (ecuación 3.16) a sección llena, estos valores se presentan en la tabla 3.7.

De acuerdo con las características topográficas de la zona del proyecto, los colectores podrán ser dimensionados con la pendiente natural del terreno, pero las pendientes no deberán ser inferiores a la mínima admisible, para permitir la condición de autolimpieza desde el inicio de funcionamiento del sistema, cuando se presentan caudales de aporte bajos y condiciones de flujo críticas.

Tabla 8. Pendiente Mínima – para relación de caudal ($Q_{mi}/Q_{II} = 0,15$)

| Diámetro | Pendiente mínima Smin (miles) | Sección Llena | |
|----------|----------------------------------|---------------|--------|
| | | Velocidad | Caudal |
| m | o/oo | m/s | l/s |
| 0,10 | 6,68 | 0,54 | 4,22 |
| 0,15 | 4,46 | 0,58 | 10,17 |
| 0,20 | 3,34 | 0,60 | 18,96 |
| 0,25 | 2,67 | 0,63 | 30,75 |
| 0,30 | 2,23 | 0,65 | 45,65 |
| 0,35 | 1,91 | 0,66 | 63,75 |
| 0,40 | 1,67 | 0,68 | 85,13 |
| 0,45 | 1,49 | 0,69 | 109,88 |
| 0,50 | 1,34 | 0,70 | 138,06 |

Fuente: Técnicas de diseño de sistema de alcantarillado sanitario y pluvial, modificaciones, a la Norma NB 688, mayo 2002

Las pendientes fueron obtenidas para los siguientes valores:

$$\tau_{\min} = 1 \text{ Pa} = 0,102 \text{ Kg. /m}^2; \rho = 1000 \text{ kg/m}^3; g = 9,81 \text{ m/s}^2; n = 0,013$$

2.3.7.2. Pendientes mínimas para diferentes relaciones de caudal

En función del grado de densificación de la zona del proyecto y la determinación de los caudales de aporte de aguas residuales media presente y máximo futuro el proyectista podrá establecer otras relaciones de caudal, en este caso la pendiente mínima será obtenida de la tabla 3.8. Se puede observar que a medida que aumenta la relación Q_{mi}/Q_{II} , la pendiente es menor.

Tabla 9. Pendiente Mínima para Diferentes Relaciones de Caudal

| Parámetros de Diseño | | | | Pendiente Mínima | Flujo a Sección Llena | |
|----------------------|--------|--------|-------------|------------------|-----------------------|---------------------|
| Q_{mi}/Q_{II} | d/D | R/D | τ (Pa) | Smin (miles) | VII (m/s) | QII (m3/s) |
| 0,10 | 0,2136 | 0,1278 | 1,0 | $0,7976 D^{-1}$ | $0,8622 D^{0.1667}$ | $0,6771 D^{2.1667}$ |
| 0,15 | 0,2618 | 0,1525 | 1,0 | $0,6684 D^{-1}$ | $0,7892 D^{0.1667}$ | $0,6199 D^{2.1667}$ |
| 0,25 | 0,3408 | 0,1895 | 1,0 | $0,5379 D^{-1}$ | $0,7080 D^{0.1667}$ | $0,5561 D^{2.1667}$ |
| 0,35 | 0,4084 | 0,2175 | 1,0 | $0,4687 D^{-1}$ | $0,6609 D^{0.1667}$ | $0,5190 D^{2.1667}$ |

Fuente: Técnicas de diseño de sistema de alcantarillado sanitario y pluvial, modificaciones a la Norma NB 688, mayo 2002

2.3.8. Pendiente máxima admisible

La máxima pendiente admisible será para una velocidad final $V_f = 5$ m/s.

Cuando la velocidad final (V_f) sea superior a la velocidad crítica (V_c), la altura máxima de lámina líquida admisible debe ser 0,5 del diámetro del colector, asegurando la ventilación del tramo.

2.3.9. Diámetro mínimo

El diámetro mínimo de los colectores de alcantarillado sanitario, de acuerdo con las experiencias en Bolivia, puede ser de 100 mm. (4"). Este diámetro es suficiente para transportar caudales de los tramos de arranque, la selección del diámetro de las tuberías debe ser tal que su capacidad a caudal máximo permita al agua escurrir sin presión interior y con un tirante mínimo para caudal mínimo de 0,20 veces el diámetro (0,20 D), que logre transportar las partículas en suspensión. En casos excepcionales se podrá adoptar 0,15 D, si la velocidad real del agua supera los 0,60 m/s.

2.3.10. Tirante máximo

El tirante máximo para el valor del caudal máximo futuro será igual o inferior al 75% del diámetro interno del colector, para permitir la ventilación de forma que se minimice o elimine la generación y acumulación de sulfuro de hidrógeno.

2.3.11. Cargas sobre alcantarillas

El diseño de la estructura de una alcantarilla o conducto subterráneo es básicamente igual a cualquier estructura en ingeniería, donde se requiere conocer:

- Las cargas máximas probables.
- La resistencia de la tubería.
- La capacidad del terreno.
- Tipo de apoyo que asegure la estabilidad de la estructura.
- El factor de seguridad adecuado.

2.3.11.1. Cargas que soportan las alcantarillas y conductos subterráneos

- Cargas muertas (peso del material que las cubre)
- Cargas vivas:
 - a) Dinámica (originada por vehículos).
 - b) Estática (acumulación de materiales)

2.3.11.2. Grupos de cargas en conductos subterráneos

Existen dos grupos de cargas más generalizadas:

- Los de zanja, que se aprecian en la figura 3.3.
- Los de Terraplén.
 - a) Proyección positiva.
 - b) Proyección negativa.

Éstos se aprecian en la figura 4.

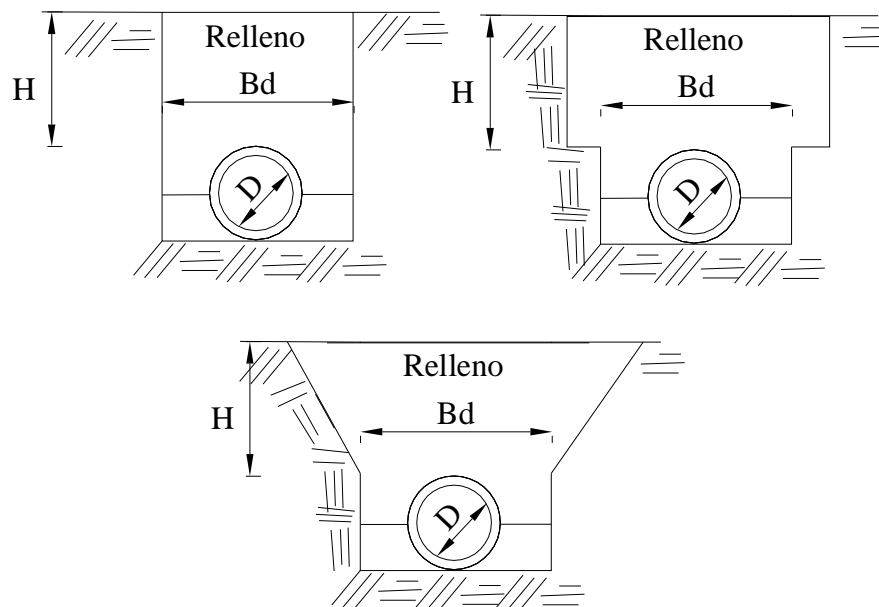


Figura 3. Conductos en zanja

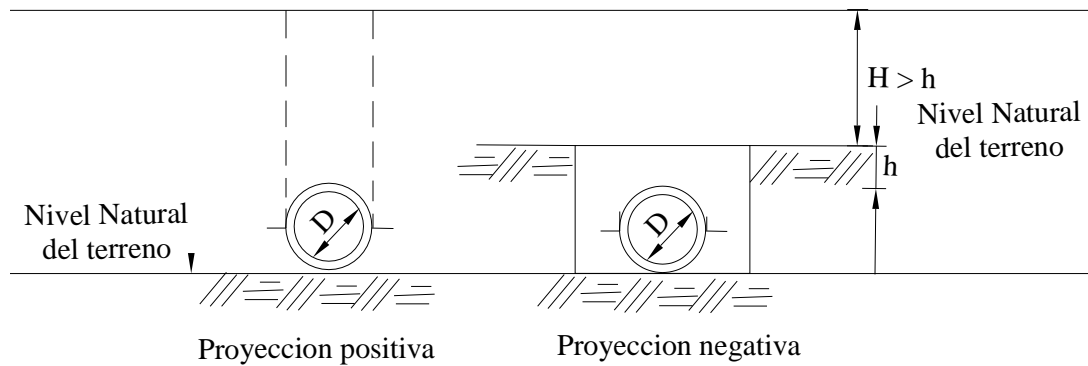


Figura 4. Conductos en terraplén

2.3.11.3. Tipos de cargas que soportan las alcantarillas

2.3.11.3.1. Cargas muertas

Estas cargas son las producidas debido al propio peso del material que las cubre. El proceso de su cálculo es el que sigue:

Conductos en zanja.

$$W_d = C_d \cdot W \cdot B_d \quad (3.31)$$

Donde:

W_d = Carga vertical por metro lineal, en Kg. /m

C_d = Coeficiente de carga en función de la relación de profundidad – ancho H/B_d para diferentes clases de relleno.

W = Peso unitario del material de relleno, en Kg. /m

B_d = Ancho de zanja a nivel de la parte superior del conducto.

$B_d = 1.5 D + 0.30$ (m).

Conductos en terraplén en proyección positiva

$$W_c = C_c \cdot W \cdot B_c \quad (3.32)$$

Donde:

W_c = Carga vertical de relleno, en Kg. /m

C_c = Coeficiente de carga que depende de varios factores:

- a) De la relación H/D pero $D=B_c$
- b) Del coeficiente de fricción interna del material.
- c) De la relación de proyección $p= h/D$.
- d) De la relación de asentamiento (rsd).

Conductos en terraplén en proyección negativa

$$W_n = C_n \cdot W \cdot B_n \quad (3.33)$$

Donde:

W_c = Carga vertical del relleno, en Kg./m.

W = Peso unitario del material de relleno, en Kg./m.

B_n = Ancho de la zanja a nivel de la parte superior del conducto.

C_n = Coeficiente de carga que depende de H/ B_n

De la proyección P que se obtiene dividiendo la distancia vertical entre la parte superior del tubo a nivel del terreno natural por el ancho de la zanja.

2.3.11.3.2. Cargas vivas

La acción de las cargas vivas pueden ser dinámicas, producidas por vehículos y estáticas, producidas por la acumulación del material.

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

Para su cálculo se emplea la siguiente fórmula:

$$W_t = (l/L) \cdot C_t \cdot P_v \cdot l_t \quad (3.34)$$

Donde:

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

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

C_t = Coeficiente de carga móvil que depende de la altura de relleno (H), longitud de la alcantarilla (L), ancho y longitud de la carga.

l_t = Factor de impacto:

a) Para calle y avenidas $l_t = 1 + 0.30/H$

b) Para cargas estacionarias $l_t = 1$

P_v = Carga máxima en la rueda del vehículo, en Kg. / m

Para cargas vivas uniformemente distribuidas se emplea la siguiente fórmula:

$$W_e = C_e \cdot B_e \cdot D \cdot l \quad (3.35)$$

Donde:

W_e = Carga vertical que actúa sobre el conducto.

C_e = Coeficiente de carga móvil.

B_e = Intensidad de carga, en Kg. / m

D = Diámetro del conducto, en m

l = Coeficiente de impacto $l = 1 + 0.30/H$

2.3.11.4. Resistencia de soporte de los conductos

La resistencia de soporte de las alcantarillas está condicionada a las normas de fabricación o a los requerimientos del proyectista.

2.3.11.5. Factor de carga

Es la relación entre la resistencia de soporte del conducto en campo (R_c) y la carga que puede absorber el conducto, o sea, la resistencia de soporte determinada por la prueba de las tres cuchillas (R_s), permite obtener el factor de carga cuya expresión es la siguiente:

$$F_c = (R_c \cdot F_s) / R_s \quad (3.36)$$

Donde:

F_c = Factor de carga que depende del tipo de apoyo que requiere el conducto.

R_c = Resistencia de soporte del conducto en campo, en Kg. /m

F_s = Factor de seguridad (1.20 a 1.25).

R_s = Resistencia de soporte del tubo determinado en el ensayo de las tres cuchillas.

2.3.11.6. Tipos de apoyo en las alcantarillas

El factor de carga está directamente relacionado con el tipo de apoyo del conducto y las características del mismo, los apoyos más generalizados se muestran en las figuras 3.5 y 3.6.

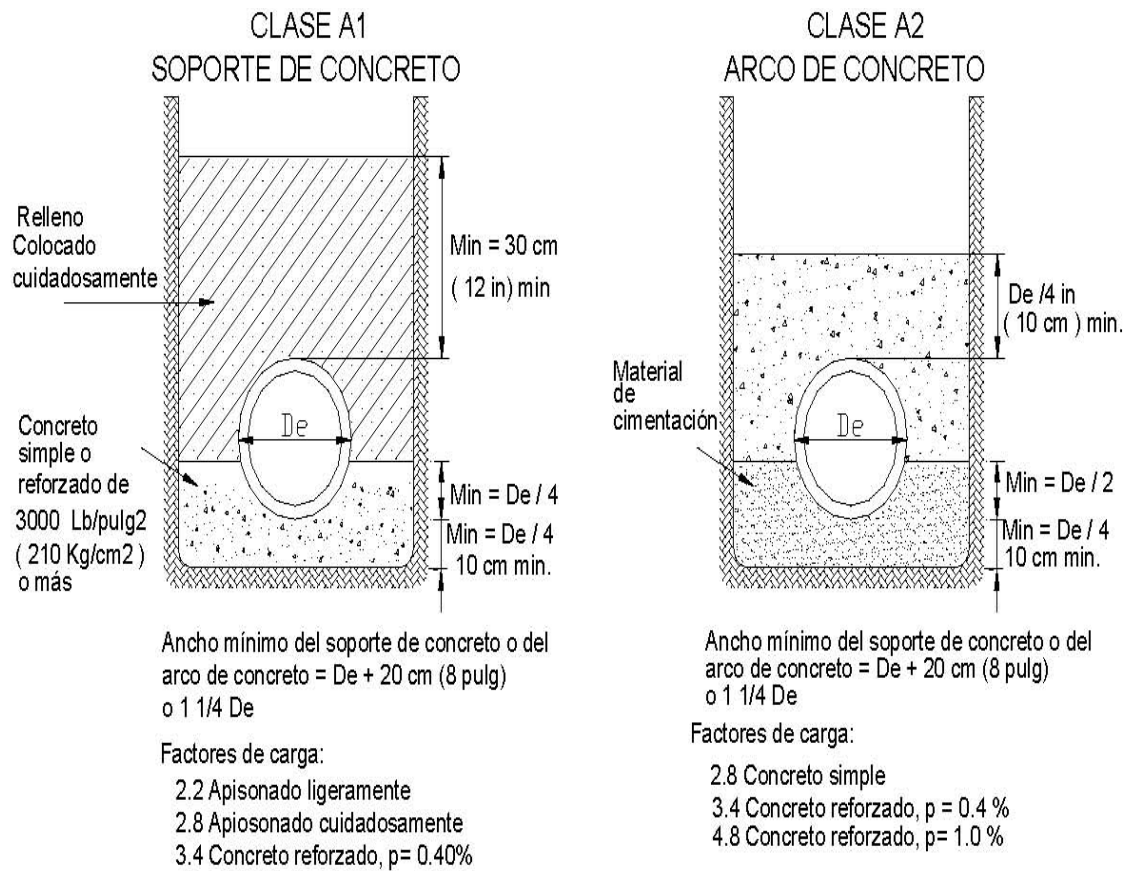


Figura 5. Tipos de apoyo o asiento (clase A1, clase A2)

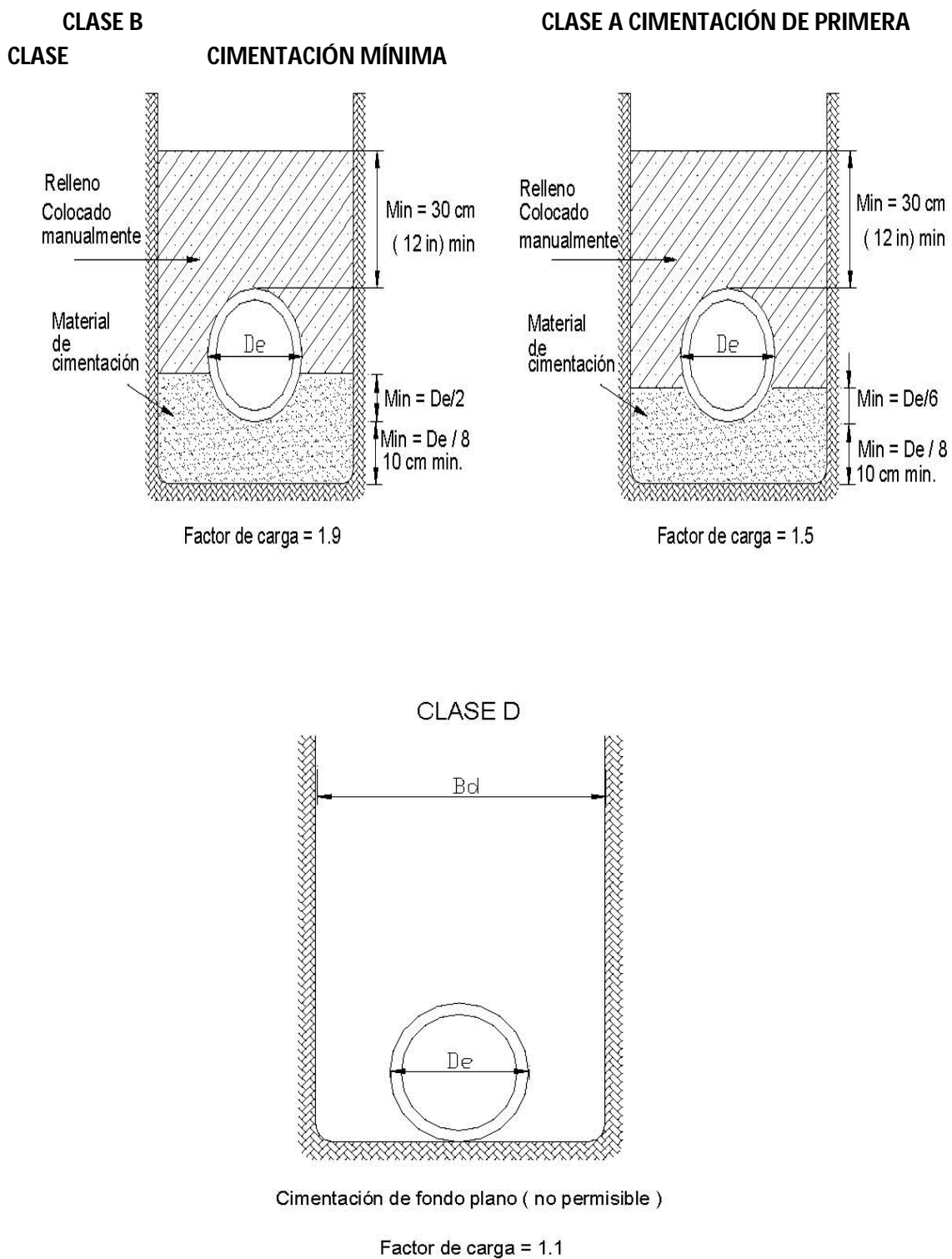


Figura 6. Tipos de apoyo o asiento (Clase B, C Y D)

2.4. Memoria de cálculo del diseño del sistema de alcantarillado sanitario

En esta sección se desarrolla el diseño del sistema de alcantarillado sanitario.

2.4.1. Ensayos, estudios y cálculos previos al hidráulico

Se realizan los ensayos y cálculos previos al diseño hidráulico y estructural del sistema de alcantarillado.

2.4.1.1. Levantamiento de censo poblacional

Se realizó una encuesta en las comunidades para saber cuántas personas viven actualmente y entre que edades fluctúan, además de recolectar otros datos de suma importancia para el diseño.

2.4.1.2. Análisis de suelo

2.4.1.2.1 Clasificación de suelo (Granulometría)

El ensayo realizado y los resultados obtenidos se muestran en el Anexo N° 2

2.4.1.2.2. Capacidad portante del suelo

El ensayo realizado y los resultados obtenidos se muestran en el Anexo N° 2

2.4.1.3. Estudio topográfico

Se realizó levantamiento de toda la comunidad para obtener el plano en planta de la misma, ya que no se contaba con planos existentes de la misma, además se obtuvieron cotas en las intersecciones de calles a partir de las curvas de nivel, además de ubicar las cámaras de inspección.

2.4.1.4. Diseño geométrico

Será proyectada la ruta que pueden tener los conectores del sistema. Para tal efecto son determinantes los aspectos topográficos y económicos eligiendo los recorridos más cortos entre los puntos altos del sistema y su conexión a la descarga, captando a su paso el aporte de las subcuencas adyacentes.

El proyectista deberá efectuar los ejercicios de las rutas más convenientes para obtener un sistema eficiente, seguro y económico.

En la figura 3.7, se muestran diferentes alternativas de trazado geométrico dependiendo de la topografía.

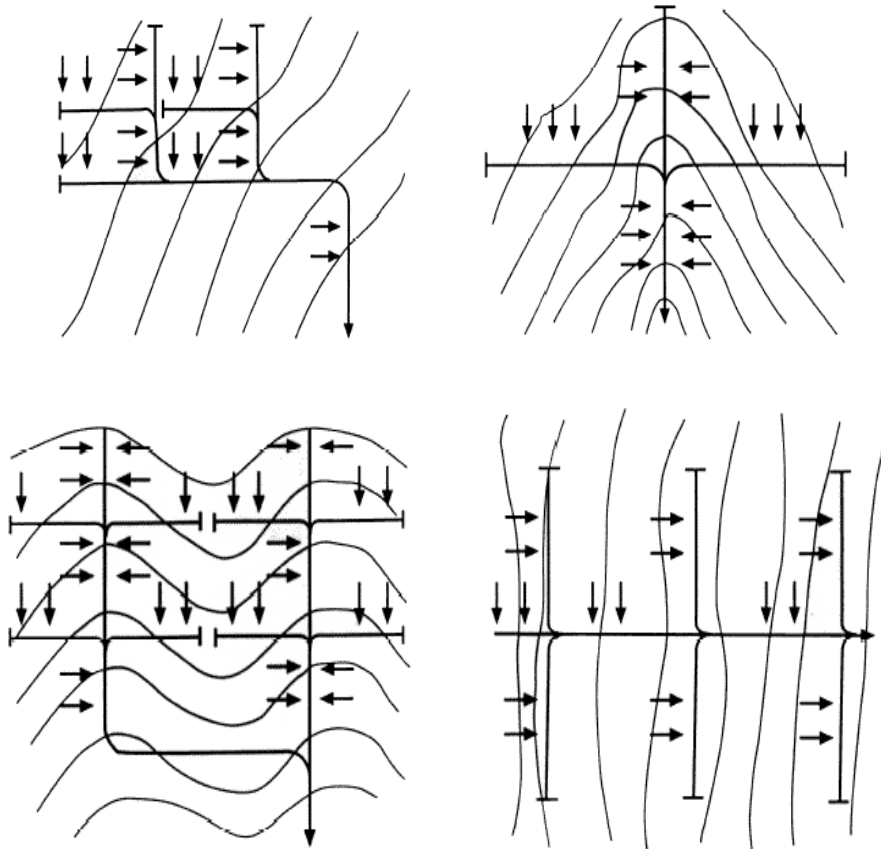


Figura 7. Alternativas de trazado geométrico

2.4.1.5. Trazado de ejes

Los ejes se deberán trazar por el centro de las calles, cuidando que intercepten en un mismo punto. Cuando la calle sea muy ancha, se colocará doble eje.

Las calles de la comunidad beneficiaria con este estudio, son de ancho normal entre 4 y 6 metros, por lo que los ejes se trazan por el centro de las calles.

2.4.1.6. Medición de longitudes

Las distancias son medidas entre cruceo y cruceo (intersección de calles).

2.4.1.7. Colocación de cámaras de inspección

Se colocaron las cámaras de inspección, en las intersecciones de calles, en cambios de pendientes y cuando las longitudes de las calles sean superiores a cien metros.

2.4.1.8. Numeración de cámaras de inspección

Las cámaras de inspección serán numeradas en el sentido de flujo. En la Figura 3.8, se observa un ejemplo en la forma de como enumerar las cámaras, la numeración se inicia con el colector principal o interceptor en el sentido de flujo desde el punto de cota más elevada (1) hasta la cota más baja (8)

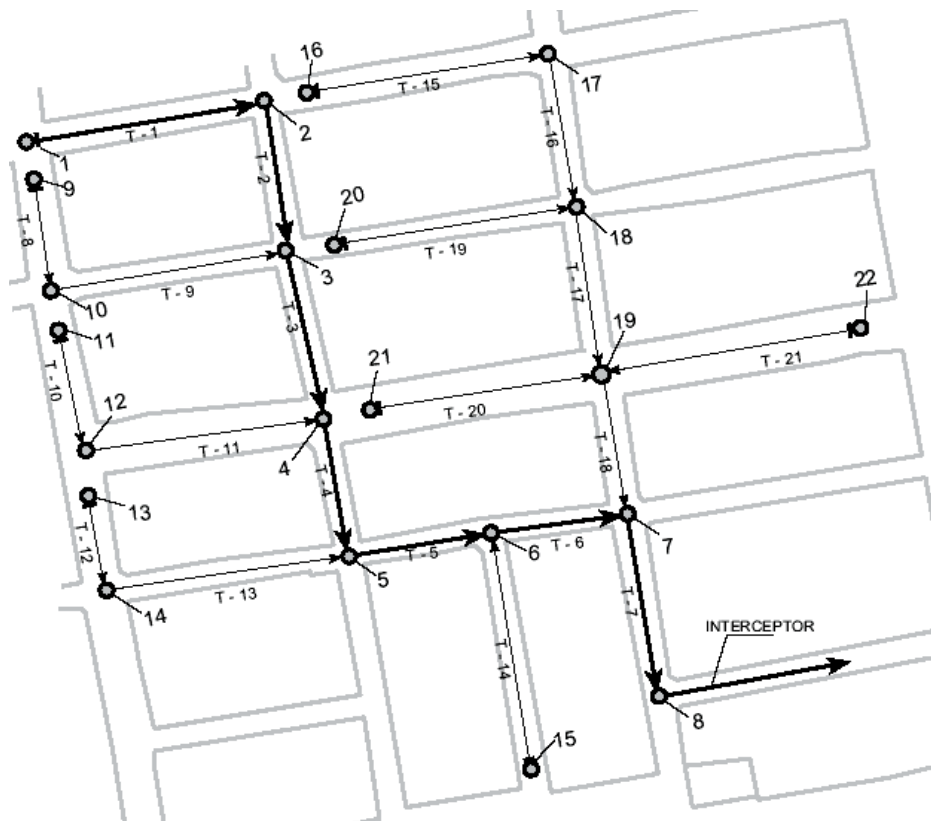


Figura 8. Numeración de las cámaras de inspección

2.4.1.9. Áreas tributarias

Los caudales para el diseño de cada tramo serán obtenidos en función de su área tributaria. Para la delimitación de áreas se tomará en cuenta el trazado de colectores,

asignando áreas proporcionales a éstos, de acuerdo a las figuras geométricas que se presenten en el plano de la localidad en estudio, en la figura 3.9 se aprecia un ejemplo de división de áreas, para algunas figuras regulares. La unidad de medida será la hectárea (Ha).

El caudal de diseño será el que resulta de multiplicar el caudal unitario (l/s/Ha) por su área correspondiente.

Un tramo podrá recibir caudales adicionales de aporte no doméstico (Industria, comercio e institución) como descarga concentrada.

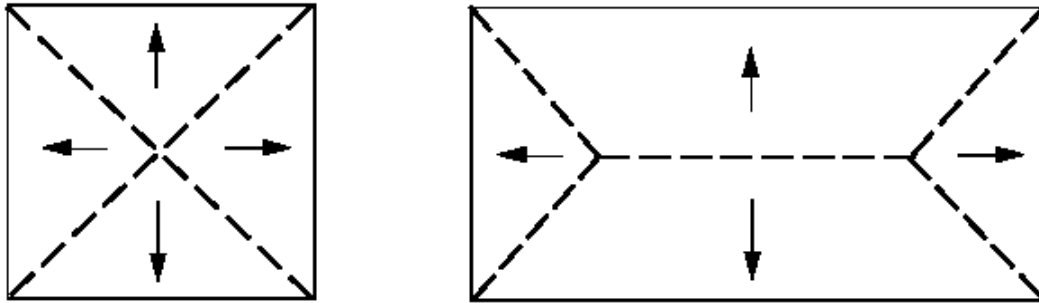


Figura 9. Delimitación de áreas tributarias

2.4.2. Cálculo hidráulico del sistema de alcantarillado sanitario

El resultado del cálculo hidráulico del sistema de alcantarillado sanitario, se lo realiza con ayuda de una planilla de cálculo, la cual se aprecia en el Anexo N° 3, ahora se procede a describir cada uno de las columnas que conforman la planilla de cálculo, tomando como ejemplo de cálculo el colector 2-3.

Cabe hacer notar que en los arranques del interceptor y en algunos ramales se inyectan caudales generados por las comunidades proyectos que ya tienen diseño y fueron cedidos gentil mente por sus ejecutores

- Erquis = 5 lt/s
- Coimata = 3 lt/s

- La Victoria = 3 lt/s
- Colegio Holandes =1.1 lt/s



Fotografía 1. Arranques de interceptor en Erquis, Coimata y La Victoria

2.5. Diseño de un Ramal Convencional

En base a datos anteriormente asumidos y calculados es decir, periodo de diseño, caudales máximos, caudal de infiltración, caudal de conexiones erradas, levantamiento topográfico, y utilizando también las fórmulas de hidráulica de canales, en la siguiente planilla de cálculo, con los siguientes parámetros:

Tabla 10. Parámetros de diseño

| Nº | Parámetros de diseño | Unidad | Valor |
|----|---|------------|-------|
| 1 | Periodo de diseño | Año | 30 |
| 2 | Población actual | Hab. | 378 |
| 3 | Población futura | Hab. | 590 |
| 4 | Tasa de crecimiento de población | % | 1,5 |
| 5 | Área de tratamiento actual del barrio | Ha | 5 |
| 6 | Densidad actual | Hab./Ha | 75 |
| 7 | Densidad futura | Hab./ha | 118 |
| 8 | Número de conexiones de agua | Nº | 63 |
| 9 | Dotación actual con servicio de agua 1/hab./día | 1/hab./día | 150 |
| 10 | Dotación futura con servicio de agua | 1/hab./día | 272 |
| 11 | Coefficiente de retorno | % | 0,80 |
| 12 | Coefficiente de punta | factor | 3.6 |
| 13 | Coefficiente de conexiones erradas | % | 10 |

| | | | |
|----|-----------------------------------|-------------|-------------|
| 14 | Coeficiente de infiltración | l/s/m | 0,00015 |
| 15 | Longitud total red alcantarillado | m | 3079 |
| 16 | Material de la tubería | PVC | SDR 35 y 41 |
| 17 | Material de la tubería | Acero Negro | |

La planilla de cálculo, que se presenta en la tabla 6.1 se describe a continuación.

Columna 1 y 4 Numeración del colector.

En estas columnas se anotan los números de las cámaras iniciales y final, de cada tramo respectivamente.

Columna 2 y 5 Cota Terreno.

En estas columnas se anotan las cotas terreno inicial y final, de cada tramo respectivamente, se obtienen del plan topográfico.

Columna 3 y 6 Cota Radie.

En estas columnas se anotan las cotas radie, inicial y final que difunden de la profundidad asumida en el arranque y de la pendiente calculada.

Columna 7 área propia.

Corresponde al área aferente a cada colector de acuerdo con el plano.

Columna 8 Área acumulada.

Es la suma de las áreas acumuladas que corresponden a los colectores que preceden al tramo que se anota.

Columna 9 Densidad.

Es el valor calculado por la población futura calculada entre el área total a servir

Columna 10 Población parcial.

Es el producto de (7)*(9)

Columna 11 Población Acumulada.

Es el producto de (8)*(9)

Columna 12 y 13 coeficiente de punta.

Son los coeficientes de máxima horaria y máxima diaria asumido según la norma boliviana.

Columna 14 Caudal medio (l/s).

El cálculo del caudal medio se obtiene multiplicando la columna 11 por la dotación y el coeficiente de recuperación.

$$Q_m = \frac{C * Dotación}{86400} * [11]$$

Columna 15 longitud de cada colector en metros.

Columna 16 longitud acumulada.

Es la suma de las longitudes acumuladas que corresponden a los colectores que preceden al tramo que se anota.

Columna 17 Caudal máximo.

$$[12] * [13] * [14]$$

Columna 18 Caudal de infiltración.

Es el resultado de multiplicar la columna 16 por el coeficiente de infiltración es decir para este caso 0.00015 (l/s/m).

Columna 19 caudal de Conexiones Erradas.

Este caudal debe ser considerado como porcentaje del caudal máximo, para este caso se adopta 10 % es decir.

$$[17] * 0.1$$

Columna 20 Caudal Acumulado.

Corresponde a la suma (17) + [18] + [19].

Columna 21 Caudal de diseño.

La Norma Boliviana Nb688 indica que el caudal mínimo de diseño es 2 (l/s). Por lo tanto se toma como caudal de diseño al caudal acumulado, si este es mayor o igual a 2 (l/s).

Columna 22 Pendiente del colector (m/m).

La pendiente será calculada de la diferencia de cotas radier inicial y final, dividido entre la longitud del colector.

$$\frac{[3] - [6]}{[15]}$$

Columna 23 Diámetro de la tubería en (mm).

Debe adoptarse valores de diámetros comerciales, tomando en cuenta las recomendaciones de la Norma Boliviana.

Columna 24 Radio Hidráulico a tubo lleno (en metros).

$$[24] = \frac{[23]}{4 * 1000}$$

Columna 25 Caudal a tubo lleno.

$$Q = \frac{0.312}{n} * \left[\frac{[23]}{1000} \right]^{8/3} * \left[\frac{[22]}{100} \right]^{1/2}$$

Columna 26 Velocidad a tubo lleno.

$$V = \frac{1}{n} * [24]^{2/3} * \left[\frac{[22]}{100} \right]^{1/2}$$

Se debe verificar que el valor de esta columna no sea menor a 0,6 m/s.

Columna 27 Relación entre el caudal y el caudal a tubo lleno, obtenido de la tabla 6,2 o la fig. 6.1

Columna 28 Relación entre la velocidad real y la velocidad a tubo lleno, obtenida de la tabla 6.2 o la fig. 6.1

Columna 29 Relación entre la lamina de agua y el diámetro de tubería, obtenida de la tabla 6.2 o la fig. 6.1.

Columna 30 Relación entre el radio hidráulico real y el radio hidráulico a tubo lleno. Encontrado en la tabla 6.2 o la fig. 6.1.

Columna 31 velocidad real en m/s.

$$[26] * [28]$$

Columna 32 Tirante de escurrimiento en milímetros.

$$[23] * [29]$$

Columna 33 Radio hidráulico real en (m).

$$[24] * [30]$$

Columna 34 Velocidad crítica.

Es posible identificar el tipo de flujo en la tubería comparando este valor con la velocidad real este análisis es importante para realizar el control del tirante de escurrimiento.

Si la columna 31 < columna 34 el escurrimiento es sub crítico.

Si la columna 31 > columna 34 el escurrimiento es súper crítico.

En el caso de que el flujo sea sub crítico se debe cumplir las condiciones de tirante mínimo.

En el caso de que el flujo sea super crítico se debe cumplir las condiciones de tirante máximo.

Columna 35 Fuerza Tractiva. (Kg. /m²)

Es el resultado de la multiplicación del peso específico del agua por el radio hidráulico real y la pendiente.

$$[35] = \gamma[33] * \frac{22}{100}$$

Se debe asegurar que la columna 35 cumpla con la fuerza tractiva mínima.

Ver la planilla de diseño presentada a continuación.

La fuerza tractiva se calcula con ayuda de la ecuación 3.23 que se muestra en la sección 3.3.5.

$$\tau = \rho . g . R . S$$

$$\tau = 1000 \text{ Kg./m}^3 \times 9,81 \text{ m/s}^2 \times R \times S = X. (\text{Pa})$$

Factor de conversión

$$1 \text{ Pascal (Pa)} = 9,807 \text{ Kg. /m}^2$$

$$\tau = 6,29 Pa \cdot \frac{9,807 \frac{kg}{m^2}}{1 Pa} = 0,64 \frac{kg}{m^2}$$

Se debe asegurar que la fuerza tractiva sea mayor a 1 pascal (1 Pa), igual 0.102 Kg. /m². para asegurar el arrastre de los sólidos.

Columna 36: Cota del terreno en la cámara inicial.

Se obtiene del plano topográfico. Para el colector 2-3 la cota inicial es:

[2]

Columna 37: Cota del terreno en la cámara final

Se obtiene del plano topográfico. Para el colector 2-3 la cota final es:

[5]

Columna 38: Profundidad de excavación en la cámara inicial.

Se debe adoptar valores de excavación según las recomendaciones de la Norma Boliviana NB 688.

La profundidad de excavación inicial para el colector 2-3, resulta de la suma de la profundidad de excavación del colector más profundo que precede al colector 2-3, más la perdida por empalme debido a la cámara 2, en el inicio del colector 2-3 .

Columna 39: Profundidad de excavación en la cámara final.

Se debe adoptar valores de excavación según las recomendaciones de la Norma Boliviana NB 688.

La profundidad de excavación adoptada en la cámara final (cámara 2) mas 10 centímetros de la cama de arena:

Columna 40: Promedio de las profundidades de excavación.

$$Pr omedio = \frac{Columna 38 + Columna 39}{2}$$

Columna 41: Se debe adoptar valores de excavación según las recomendaciones de la Norma Boliviana NB 688.

El ancho de zanja adoptada es de 70 cm.

Columna 42: Volumen de excavación.

$$[15] * [40] * [41]$$

Columna 43: Volumen de arena.

$$[15] * [41] * 0.1$$

Columna 44: Volumen de relleno.

$$[44] = [42] - [43] - \left(\frac{\left(\pi * \left(\frac{[23]}{1000} \right)^2 \right)}{4} \right) * [15]$$

Columna 45: Tubería empotrada

$$[15]$$

Columna 46: Tubería empotrada acumulada

[45]

Columna 47: Tubería con pendolones

[15]

Columna 48: Tubería con pendolones acumulada

[47]

Columna 49: Altura de Cámara

[2] – [3]

2.4.3. Cálculo estructural de las tuberías del sistema de alcantarillado sanitario

Se utilizara como ejemplo de cálculo el colector 8–9, que está ubicado en la carretera que recorre la parte oeste de la comunidad, por donde circulan vehículos de mediano y alto tonelaje con mucha frecuencia, esta tubería tiene un diámetro de 200 mm. (8”) el material de relleno es el de la excavación de zanjas, según los ensayos de suelos realizados en la zona de estudio, que se presentan en el Anexo N° 2, el tipo de suelo dentro de la norma AASHTO se puede clasificar como un A-2-5(0), que correspondería a un suelo Arenas limo-arcillosas, con bajo contenido de gravas, su peso específico es de $2,65 \text{ Tn/m}^3$, la resistencia admisible del suelo es de 0.84 Kg./cm^2 . La carga concentrada es de un camión con un peso de rueda de 7.500 Kg./m^2 , la profundidad de excavación mas baja, es en el inicio del colector, con una profundidad de 1,2 m; el ancho de zanja adoptado es de 0,70 m de acuerdo a recomendaciones de la Norma NB 688. Por lo tanto:

$$H = 1,2 \text{ m.}$$

$$w = 2,65 \text{ Tn/m}^3 = 2650 \text{ Kg. /m}^3.$$

$$Bd = 0,70 \text{ m.}$$

2.4.3.1. Cálculo de la carga muerta

Se realiza este cálculo de acuerdo a la sección 3.3.11.3.1.

$$Wd = C \cdot w \cdot Bd^2.$$

$$Bd = 1,5 \cdot D + 0,30 = 1,5 \cdot 0,20 + 0,30 = 0,60 \text{ m.}$$

El ancho de zanja calculado, está dada bajo recomendaciones de la Norma NB 688.

Por lo que se adoptara como ancho de zanja recomendado 0,7 m.

$$Bd = 0,70 \text{ m (ancho recomendado)}$$

La relación H / Bd será:

$$\frac{H}{Bd} = \frac{1,20\text{m}}{0,70\text{m}} = 1,71$$

En la figura 3.10 se muestra un gráfico del factor de carga del terreno (Cd), en función de la relación H/Bd y el peso específico del suelo, y la tabla 11 muestra los límites con los cuales fue confeccionada la gráfica de factores de carga.

Tabla 11 Valores del coeficiente Cd

| H/B | Material granular sin cohesión | Arena y grava | Capa superior del suelo saturada | Arcilla | Arcilla saturada |
|------|--------------------------------|---------------|----------------------------------|---------|------------------|
| | [A] | [B] | [C] | [D] | [E] |
| 0,50 | 0,45 | 0,46 | 0,46 | 0,47 | 0,47 |
| 1,00 | 0,83 | 0,85 | 0,86 | 0,88 | 0,90 |
| 1,50 | 1,14 | 1,18 | 1,21 | 1,24 | 1,28 |
| 2,00 | 1,40 | 1,46 | 1,50 | 1,56 | 1,62 |
| 2,50 | 1,61 | 1,70 | 1,76 | 1,84 | 1,92 |
| 3,00 | 1,78 | 1,90 | 1,98 | 2,08 | 2,20 |
| 3,50 | 1,93 | 2,08 | 2,17 | 2,30 | 2,44 |
| 4,00 | 2,04 | 2,22 | 2,33 | 2,49 | 2,66 |

| | | | | | |
|-------|------|------|------|------|------|
| 4,50 | 2,14 | 2,34 | 2,47 | 2,65 | 2,86 |
| 5,00 | 2,22 | 2,45 | 2,59 | 2,80 | 3,03 |
| 5,50 | 2,29 | 2,54 | 2,69 | 2,93 | 3,19 |
| 6,00 | 2,34 | 2,61 | 2,78 | 3,04 | 3,33 |
| 6,50 | 2,39 | 2,68 | 2,86 | 3,14 | 3,46 |
| 7,00 | 2,43 | 2,73 | 2,93 | 3,22 | 3,57 |
| 7,50 | 2,46 | 2,78 | 2,98 | 3,30 | 3,67 |
| 8,00 | 2,48 | 2,81 | 3,03 | 3,37 | 3,76 |
| 8,50 | 2,50 | 2,85 | 3,07 | 3,42 | 3,84 |
| 9,00 | 2,52 | 2,87 | 3,11 | 3,48 | 3,92 |
| 9,50 | 2,54 | 2,90 | 3,14 | 3,52 | 3,98 |
| 10,00 | 2,55 | 2,92 | 3,17 | 3,56 | 4,04 |
| 10,50 | 2,56 | 2,94 | 3,19 | 3,60 | 4,09 |
| 11,00 | 2,57 | 2,95 | 3,21 | 3,63 | 4,14 |
| 11,50 | 2,57 | 2,96 | 3,23 | 3,65 | 4,18 |
| 12,00 | 2,58 | 2,97 | 3,24 | 3,68 | 4,22 |
| 12,50 | 2,58 | 2,98 | 3,25 | 3,70 | 4,25 |
| 13,00 | 2,59 | 2,99 | 3,27 | 3,72 | 4,29 |
| 13,50 | 2,59 | 3,00 | 3,28 | 3,73 | 4,31 |
| 14,00 | 2,59 | 3,00 | 3,28 | 3,75 | 4,34 |
| 14,50 | 2,59 | 3,00 | 3,29 | 3,76 | 4,36 |
| 15,00 | 2,60 | 3,01 | 3,30 | 3,77 | 4,38 |

Fuente: Norma Boliviana NB688

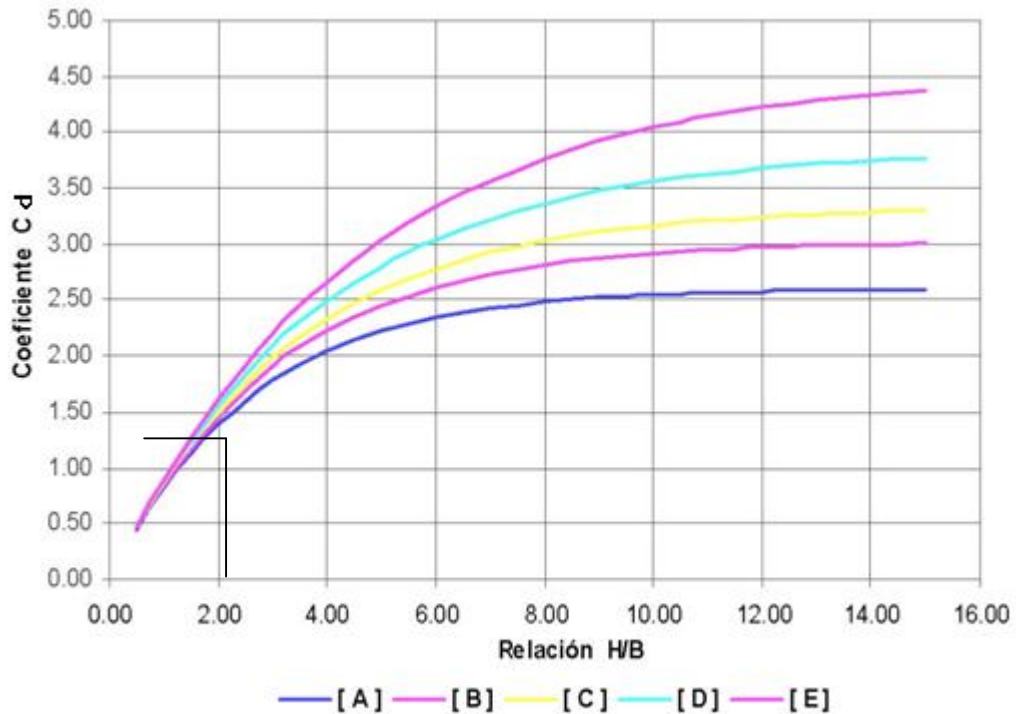


Figura 10. Factor de carga del terreno

Fuente: Norma Boliviana NB688

El factor de carga, es obtenido de la figura 3.10, para el tipo de suelo obtenido de los ensayos de clasificación de suelo realizado, que se muestra en el Anexo 2, y la relación $H/Bd = 1.3$; se opta por tomar el límite B, ya que el suelo analizado no tiene cohesión y corresponde a un limo, obteniendo un valor de $Cd = 1,3$

La carga vertical por metro lineal será:

$$Wd = Cd. w. Bd^2 = 1,3 \times 2650 \times (0,7)^2 = 1704 \text{ kg. /m.}$$

2.4.3.2. Cálculo de la carga viva

El cálculo de la carga viva se realizará de acuerdo a lo visto en la sección 3.3.11.3.2.

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

$L = 1m$; se asume que la carga actuara sobre 1 m. del colector

El valor de Ct es de 0,05 valor dado para cargas vivas.

Pv de la tabla 3.11 para un peso de rueda de 7.500 Kg / m². es: 3.800 Kg /m².

Tabla 12 . Carga máxima (Pv) (Kg / m²)

| | | Profundidad de la zanja en m | | | | | | | | | | | | | |
|---------|--------------------------|------------------------------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-----|
| Símbolo | Peso de la Rueda (Kg./m) | 0.4 | 0.6 | 0.8 | 1.0 | 1.2 | 1.4 | 1.6 | 1.8 | 2.0 | 2.5 | 3.0 | 3.5 | 4.0 | |
| | Lt6 | 1.000 | 5.000 | 3.000 | 1.700 | 1.000 | 8.00 | 600 | 500 | 450 | 400 | 300 | 200 | 150 | 100 |
| Lt12 | 2.000 | 9.000 | 6.500 | 4.500 | 3.000 | 1.700 | 1.100 | 1.000 | 700 | 600 | 500 | 400 | 300 | 200 | |
| Ht26 | 6.500 | 12.700 | 8.00 | 5.800 | 4.000 | 3.000 | 2.500 | 2.500 | 1.900 | 1.700 | 1.300 | 1.100 | 800 | 700 | |
| Ht45 | 7.500 | 14.800 | 8.800 | 6.000 | 4.500 | 3.800 | 3.000 | 3.000 | 2.100 | 1.800 | 1.500 | 1.100 | 1.000 | 1.000 | |

Fuente: Norma Boliviana NB688

El factor de impacto asumido en este caso es para calles y avenidas $It = 1 + D/H$

$$It = 1 + 0,20 / 1,20 = 1,17$$

La carga vertical que actúa sobre el conducto es:

$$Wt = \frac{1}{L} \cdot Ct \cdot Pv \cdot It = \frac{1}{1} \cdot 0,05 \cdot 3800 \cdot 1,17 = 222,3 \text{ Kg. / m}$$

2.4.3.3. Carga total

La carga total será:

$$C_{total} = W_d + W_t = 1704 + 222.3 = 1.926,3 \text{ Kg. /m}$$

2.4.3.4. Factor de carga

El cálculo del factor de carga se lo realiza de acuerdo a la sección 3.3.11.5.

$$R_c = 1.926,3 \text{ Kg. /m}$$

Factor de seguridad: de 1,2 a 1,25

Se asume un factor de seguridad $F_s = 1,25$ para mayor seguridad.

La resistencia de soporte del tubo de acuerdo a especificaciones del material y diámetro, para $D = 0,20 \text{ m}$; $R_s = 3078 \text{ Kg. / m}$; (Para tubos de PVC Clase SDR 35, de acuerdo a la Norma Boliviana NB 1070), en el Anexo N°15 se presentan las características técnicas de tuberías para alcantarillado sanitario.

El factor de carga es:

$$F_c = \frac{R_c \cdot F_s}{R_s} = \frac{1.926,3 \cdot 1,25}{3078} = 0,78 \Rightarrow \text{se escoge un apoyo ordinario "Apoyo D"}$$

Se escoge el apoyo o asiento "D", que se aprecia en la figura 3.6 de la sección 3.3.11.6, esto debido a que la carga que soporta el colector 8-9, está por debajo de la carga máxima que soporta este tipo de apoyo. Por lo que el apoyo o cama de arena de 10 cm., asumida para fines de cálculo hidráulico y que se asumió para el diseño de todos los colectores es válido.

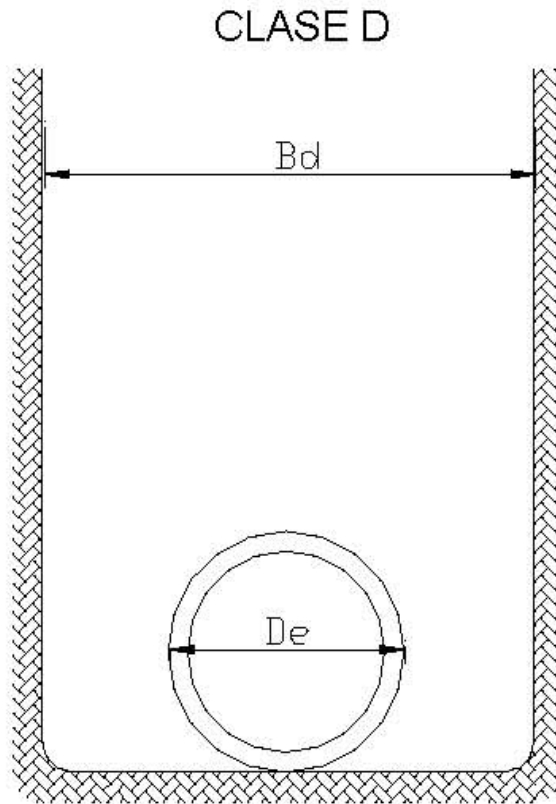


Figura 11. Tipo de apoyo seleccionado

Se adoptará este tipo de apoyo o asiento para todos los colectores, esto debido a que el colector analizado es uno de los más críticos, es decir que se encuentra instalado a una profundidad mínima y además que por la calle en el que está instalado circulan vehículos de alto tonelaje con mucha frecuencia, ya que la misma es parte de una carretera que vincula las poblaciones de San Lorenzo y Tarija.

2.5. Resumen de cálculos métricos y presupuesto del sistema de alcantarillado sanitario

En la tabla 3.11 se muestra el resumen de cálculos métricos del sistema de alcantarillado sanitario, de acuerdo a las actividades necesarias y a los planos correspondientes, además del resumen de precios unitarios y presupuesto de

ejecución del sistema de alcantarillado sanitario, para su mejor comprensión en la etapa de construcción, los análisis de precios unitarios del sistema de alcantarillado sanitario, se detallan en el Anexo y los análisis de cómputos métricos, se detallan en el Anexo .

Tabla 13. Resumen de cómputos métricos y precios unitarios

**PRESUPUESTO POR ÍTEMES Y GENERAL DE LA OBRA
(En Bolivianos)**

| Ítem | Descripción | Unidad | Cantidad | Precio Unitario (Numeral) | Precio Total (Numeral) |
|--|--|--------|----------|---------------------------|------------------------|
| 1 | Replanteo de tuberías | ml | 3.078,33 | 3,00 | 9.241,49 |
| 2 | Excavación terreno duro | m3 | 1.989,27 | 48,14 | 95.760,64 |
| 3 | Excavación terreno semiduro | m3 | 1.000,00 | 43,75 | 43.751,74 |
| 4 | Relleno apisonado | m3 | 2.658,70 | 51,06 | 135.740,91 |
| 5 | Preparado y afinado de zanja asiento tipo 1 | m3 | 186,11 | 207,71 | 38.657,30 |
| 6 | Prov. y colocado de tubería PVC 6" | m | 1.750,00 | 99,15 | 173.504,05 |
| 7 | Prov. y colocado de tubería PVC 8" | m | 545,68 | 148,92 | 81.260,48 |
| 8 | Prov. y colocado de tubería PVC 10" | m | 368,72 | 226,73 | 83.599,12 |
| 9 | Tubería colgada acero negro 10" | m | 128,50 | 600,15 | 77.119,28 |
| 10 | Tubería empotrada acero negro 10" | m | 285,43 | 650,30 | 185.615,13 |
| 11 | Cámara de inspección tipo A de ladrillo(altura 0,4-1 m) | Pza. | 7,00 | 348,74 | 2.441,18 |
| 12 | Cámara de inspección tipo B convencional (altura 1,01-2 m) | Pza. | 26,00 | 1.919,06 | 49.895,56 |
| | | | | TOTAL | 976586,89Bs. |
| PRECIO TOTAL (NUMERAL) =976586 -- -0,89/00 Bs. | | | | | |
| PRECIO TOTAL (LITERAL) = NOVECIENTOS SETENTA Y SEIS MIL QUINIENTOS OCHENTA Y SEIS 89/00 Bs. | | | | | |

Fuente: Elaboración propia

CAPÍTULO III

Conclusiones y recomendaciones

3.1. Conclusiones

- El sistema del interceptor, de las localidades Erquis, Coimata y La Victoria descargará sus aguas residuales al colector de la ciudad de Tarija de acuerdo al diseño de la red, con una pendiente de 0,7 % y un caudal de diseño de 17.1 l/s, contenido en un diámetro de 250 mm.
- El coeficiente de rugosidad “n” de Manning es el único factor que podría variar el funcionamiento hidráulico, pero debido a la limitación que da la norma no se utilizó el $n=0.009$ de la tubería de P.V.C. tipo SDR-35.
- La totalidad de las cámaras están a una profundidad mayor o igual al metro y menor o igual a 5 m. de profundidad según recomienda la norma para evitar el choque con otras instalaciones y la ruptura por el efecto del paso de movi- lidades.
- El diámetro mayor de nuestra red es de 250 mm., y la mayoría de los tramos están con un diámetro de 150 mm.
- Tanto la velocidad como el tirante real que se produce en el conducto se cumple según lo estipulado por norma.
- La verificación de la fuerza tractiva se realizó para un valor de 0.10 Kg/cm². según recomendación de la NB-688 Versión 2007.

3.2. Recomendaciones

- Considerando las características favorables de durabilidad y funcionalidad hidráulica de las tuberías de P.V.C. se recomienda su uso de tipo SDR –

- Se recomienda la ejecución del proyecto en costo plazo debido a que se tiene constantes actualizaciones de precios de materiales e insumos especialmente en la gestión anterior.
- Se recomienda que no se conecte las aguas pluviales a los alcantarillados sanitarios, debido a que cuando se da una fuerte tormenta, las alcantarillas sanitarias se sobrecargan de agua, funcionando a presión, y al elevarse la presión se producen las filtraciones por las juntas. Para evitar esto se debe hacer un control estricto, de que las aguas de lluvia de ninguna edificación esta conectada al alcantarillado sanitario.
- Se recomienda a los organismos competentes como ser; el de medio ambiente, salubridad, etc. realizar más investigaciones que permitan un mejor conocimiento sobre riesgos sanitarios del uso de aguas residuales, donde deben tener en cuenta la calidad de aguas residuales a utilizarse en agricultura.
- Iniciar un programa de concientización a la población usuaria de este sistema básico, referido a la manera correcta de su uso.