

ANTECEDENTES DEL PROYECTO

1.1 Aspectos generales

1.1.1 Situación actual

La ciudad de Tarija capital del Departamento del mismo nombre es atravesada por el río Guadalquivir y por las Quebradas del Monte, San Pedro y otras que la dividen en sectores. El río Guadalquivir es un río perenne, mientras que las quebradas son de régimen temporal.

En cuanto a las lagunas de tratamiento se halla superadas por el aporte y quedaron dentro del área habilitada, por lo que es necesario reubicarlas o readecuar el sistema de tratamiento, haciéndolo más completo y con otra tecnología, sumándose a esto el hecho de la falta de terrenos disponibles para este fin.

El crecimiento poblacional que ha experimentado la ciudad de Tarija y la falta de un adecuado sistema de alcantarillado sanitario, en la margen derecha del río Guadalquivir, han impactado sustancialmente en el deterioro medio ambiental del río Guadalquivir, ya que las cámaras sépticas en los nuevos barrios asentados en la margen derecha, recolectan las aguas residuales y las vierten o drenan directamente al río en cuestión.

1.2 Identificación del problema

La zona "El Mesón" tiene la necesidad inmediata, de que se realice un estudio a diseño final de un sistema de alcantarillado sanitario, 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 propensas a contraer los niños en mayor riesgo.

Identificando el problema, se plantea la realización de un diseño hidráulico de un sistema de alcantarillado sanitario, que cumpla todas las condiciones, normativas y especificaciones técnicas que requiere este tipo de proyecto.

JUSTIFICACION Y OBJETIVOS

1.3 Justificación

- ✚ La zona destinada para el estudio no cuenta con un proyecto de alcantarillado sanitario, motivo por el cual resulta factible la elaboración del mismo.
- ✚ A la fecha el colector N°4 ya está construido, lo que justifica el diseño de la red de Alcantarillado Sanitario para que empalme con el citado colector.
- ✚ La falta del alcantarillado genera problemas de insalubridad como anegamientos superficiales de aguas servidas, alta infiltración de aguas servidas y cloacales a las napas freáticas que se convierten en focos infecciosos que determinan condiciones de baja calidad de vida para las familias del área.
- ✚ El proyecto del saneamiento del río Guadalquivir permitirá recuperar y consolidar el río Guadalquivir como una fuente natural, para el abastecimiento de agua potable y recreación.

1.3 Objetivos

1.3.1 Objetivo general

Mejorar la calidad de vida de las familias en la zona EL MESÓN y sus alrededores a través del diseño final del alcantarillado sanitario.

1.3.2 Objetivos específicos

- ✚ Diseñar el sistema de Alcantarillado Sanitario para el barrio el MESÓN, de manera que empalme al colector N° IV que será parte del sistema de alcantarillado de la ciudad, en base a las recomendaciones de la Norma Boliviana 688 y sus reglamentos.

- ✚ Beneficiar a la calidad de vida, salud y educación de las familias del área beneficiada y por ende de la ciudad.
- ✚ Eliminar los existentes focos de contaminación y proliferación de enfermedades producidas por la falta del servicio del alcantarillado sanitario en el barrio el MESÓN.

ALCANCE DEL PROYECTO

1.4 Alcance del proyecto

- ✚ Población futura para un determinado periodo de diseño, parámetro de mucha importancia.
- ✚ Características del suelo.
- ✚ La topografía debe ser hecha con todos los detalles que ameritan el caso.
- ✚ Realizar el diseño del sistema de alcantarillado sanitario a nivel de ingeniería.
- ✚ Diseñar colectores secundarios.
- ✚ Diseñar colectores principales.
- ✚ Hacer las verificaciones necesarias para un buen funcionamiento del sistema de alcantarillado sanitario.
- ✚ Conocer el presupuesto de ejecución del proyecto.
- ✚ Tener los planos necesarios para la comprensión y ejecución del diseño.

ESTUDIO DE ALTERNATIVAS

2.1 ESTUDIO DE ALTERNATIVAS PARA EL DISEÑO DEL SISTEMA DE ALCANTARILLADO SANITARIO

Se realizaran diferentes estudios de alternativas, tanto en el diseño del sistema de alcantarillado como en el tratamiento de las aguas residuales.

2.1.1 ALTERNATIVAS DE SELECCIÓN DE MATERIAL DE TUBERIA PARA COLECTORES

2.1.1.1. TUBOS DE HORMIGON

El uso de este tipo de tuberías se remonta a la construcción de alcantarillas en Roma, 800 años antes de Cristo y en nuestro continente las primeras instalaciones fueron en EEUU, el año 1842. Los tubos pueden ser de hormigón simple o de hormigón armado.

Los tubos de hormigón, se fabrican en moldes metálicos para la fabricación de estos tubos, por lo tanto a continuación se mencionaran los cinco sistemas más conocidos: vibro compresión, giro-compresión y vibración simple. Preferentemente se utilizan los dos primeros sistemas para la fabricación de tubos de pequeño diámetro en cambio para tubos de hormigón armado, los tres últimos sistemas.

Fabricación por vibro compresión

Este sistema de fabricación, es normalmente utilizado en pequeñas fábricas de tubos. La vibración se produce colocando y fijando los moldes, verticalmente sobre una mesa vibradora, que determina su compactación. El grado de compactación de la mezcla es bastante aceptable, sin embargo, el proceso de fabricación es lento.

Fabricación por giro-compresión

El sistema más utilizado para la fabricación de grandes cantidades de tubos de hormigón. El método de fabricación por giro-compresión es un proceso combinado de moldeado, compactado y aislado. El grado de compactación del hormigón que se logra por este método es superior a la obtenida por vibro compresión, sin embargo,

debido a que en este sistema se emplea una mezcla bastante seca, se debe cuidar la consistencia del cemento ya que es un componente muy importante de la trabajabilidad. Esta, hay que medirla a través del cono de Abrahams que permite determinar el revenimiento respectivo.

Fabricación por centrifugación

Este proceso de fabricación se realiza en moldes cilíndricos horizontales, montados sobre ejes, los moldes reciben una determinada cantidad de hormigón, muy fluido, y que al girar el mismo durante un periodo de tres a cinco minutos, a gran velocidad (1200 r.p.m.) para los pequeños diámetros.

Las tuberías que se fabrican por este método pueden llevar armaduras de refuerzo en el caso de grandes diámetros, en cambio para abastecimientos de agua y para alcantarillado en pequeños diámetros no se requiere tales armaduras.

Juntas en tuberías de hormigón

En la unión de tuberías de hormigón se distinguen dos tipos de acoplamiento que son los más usados:

- Junta espiga-campana
- Junta machihembrada

En los dos tipos las juntas pueden ser rígidas o elásticas. En todo caso, es aconsejable la utilización de juntas elásticas por distintas razones de tipo técnico que deben ser especificadas con prioridad.

Ventajas del uso de tubos de hormigón

Las principales ventajas son:

- Bajo coeficiente de rugosidad
- Pueden ser fabricados para una amplia gama de resistencias, variando únicamente el espesor de las paredes.
- Tienen la posibilidad de ser fabricados en el mismo lugar de la obra.

Desventajas del uso de tubos de hormigón

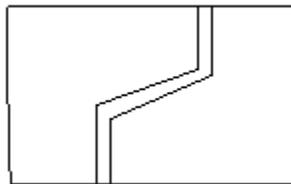
- Si no se tienen buenos agregados y se siguen las especificaciones técnicas no se recomienda realizarlos en la zona del proyecto.
- Su peso es mayor en comparación con el (PVC), lo cual implica mucho más cuidado en el transporte y manipulación de los tubos.
- En lugares donde el suelo presenta mucha humedad, tienen a sufrir fracturas e infiltraciones debido a su permeabilidad mayor en comparación con otros materiales.

Materiales para la fabricación de tubos de hormigón

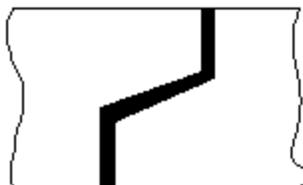
El tipo de cemento, los agregados y las dimensiones de las tuberías, dependen de las especificaciones que se adopten. Cada norma determina las dimensiones y los valores de resistencia obtenidos de las condiciones más desfavorables.

Para las aplicaciones en alcantarillas sanitarias deben usarse anillos de compresión o arandelas. Las tolerancias dimensionales son más estrictas para tuberías fabricadas para el uso con tales uniones y las uniones mismas son menos propensas a fugas.

A. Secciones transversales comunes de uniones con empaque de mortero o resina

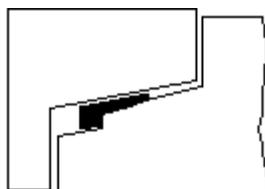
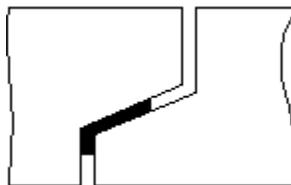


Empaque de mortero

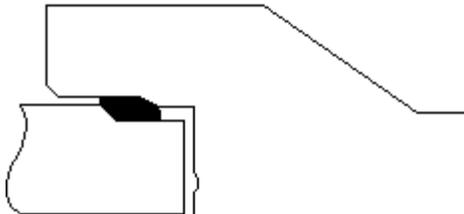


Empaque de resina

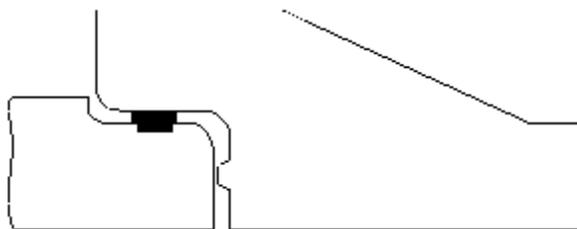
B. Secciones transversales comunes de uniones de compresión básica del tipo arandela de caucho.



C. Secciones transversales comunes de uniones de tipo hombro opuesto con arandela de anillo.



Uniones comunes para tuberías de concreto.



Con Uniones comunes para tuberías de concreto.

Tubos de hormigón armado o reforzado

Los procedimientos normales de fabricación son:

1. Centrifugado
2. Giro compresión
3. Vibración.

Los tubos deben llevar armaduras de refuerzo solamente cuando se trata de grandes diámetros.

En los tubos de hormigón armado, la unión que generalmente se practica es de tipo espiga campana, pudiendo ser la junta rígida o elástica.

2.1.1.2 TUBERIAS 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 este 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, diferencias 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.

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 hongo según ensayos de larga duración (5años)

Desventajas de los tubos de PVC

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

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 solo es conveniente para diámetros pequeños.

INFORMACIÓN BÁSICA DEL PROYECTO

3.1 Información general

Debido al crecimiento desordenado de la población, la ciudad Tarija cuenta con nuevas urbanizaciones y loteamientos, algunos de ellos ya cuentan con el servicio sanitario completo; pero existen zonas urbanizadas que todavía no cuentan con el servicio de alcantarillado. La población que habita estas zonas actualmente utiliza cámaras sépticas, letrina o a cielo abierto para la deposición de excretas, estas cámaras tienen un periodo de vida útil corto, luego del cual necesitan mantenimiento, lo que significa un potencial foco de contaminación del medio ambiente y subsuelo, ya que las aguas residuales pueden circular hacia los cursos de agua subterránea y superficial. La dotación de este servicio a todas las zonas de la ciudad es de vital importancia. Para ello las instituciones directamente e indirectamente involucradas deben elaborar proyectos y conseguir el financiamiento necesario para su implementación y ejecución.

3.1.1 Nombre del municipio

La zona del Mesón se encuentra en el Departamento de Tarija, en la Provincia Cercado, perteneciente al Municipio de Cercado, el cuál es el encargado de velar por el desarrollo de la ciudad en general.

3.1.2 Ubicación Geográfica

La zona el Mesón se encuentra ubicado en la parte alta del barrio Aranjuez a la margen derecha del río Guadalquivir. Tiene los siguientes límites.

-  Al norte con el hotel Los Parrales
-  Al sur con el Barrio Aranjuez parte baja
-  Al este con la Quebrada Verdum
-  Al oeste con el Barrio Aranjuez parte baja

Mapa N° 3.1 Localización del Proyecto a Nivel Departamental



Mapa N° 3.2 Localización del Proyecto a Nivel Provincial



Según datos obtenidos la zona se encuentra entre las coordenadas geográficas (datos obtenidos en C.O.S.A.A.L.T. y Catastro):

BM 0264 Z

Norte.- 7619283.334

Este.- 318088.756

Altura.- 1908.860

BM AR-03

Norte.- 7619080.992

Este.- 318135.914

Altura.- 1964.310

BM AR-04

Norte.- 7618560.738

Este.- 318086.256

Altura.- 1965.624

El croquis de ubicación del proyecto se muestra en el **ANEXO N°1**

3.1.3 Tipo de Proyecto

El `proyecto es una red de alcantarillado sanitario diseñado para evacuar las aguas residuales por gravedad.

3.2 Descripción física del área proyecto

El área del proyecto tiene una superficie aproximada de 17,75 hectáreas, cuya altitud media es de 1964 m.s.n.m. el relieve es relativamente constante, con suelos arcillosos,

correspondientes al tipo A-6 de la clasificación Unificada de Suelos adoptada por el Cuerpo de Ingenieros del Ejército de Estados Unidos

3.2.1 Relieve topográfico

El relieve de la superficie del área tiene una ondulación moderada a plana, se asemeja más bien a una pequeña hoyada, limita por la parte baja del barrio Aranjuez.

3.2.2 Clima

El clima es templado y húmedo, característico del Valle Central de Tarija.

3.2.3 Temperatura

La temperatura promedio anual es de 20 °C, registrándose las temperaturas más elevadas los meses de verano, con una máxima media de 21.8 °C en el mes de enero, y las temperaturas más bajas los meses de mayo, junio y julio, con una mínima media de 2.4 °C en junio y julio y una humedad relativa media del 61 %

3.2.4 Precipitación

Según el registro climatológico 1963-2006 los meses con mayor precipitación corresponden a los meses de diciembre, enero y febrero, cuyos registros estiman una precipitación media anual de 620 mm

ESTUDIOS BASICOS DEL AREA DEL PROYECTO

4.1 Características socioeconómicas

La encuesta que se realizó en el área del proyecto con el fin de determinar las características socioeconómicas propias de las familias beneficiarias, sirvió a la vez para evidenciar de cerca el problema de la falta de un servicio básico y de las implicaciones que esto conlleva y deja mucho que decir de nuestras autoridades, ya que todos tenemos los mismos derechos.

4.1.1 Encuesta socioeconómica

Para la encuesta Socioeconómica se formuló 5 preguntas básicas, de las cuales se obtuvieron los siguientes resultados y observaciones que se describen a continuación.

El detalle de la encuesta socioeconómica realizada se muestra en el ANEXO N° 2

4.1.2 Población beneficiaria

Cuadro N° 4.1 POBLACIÓN CENSADA

POBLACION CENSADA	91%	290 Hab.
--------------------------	-----	----------

Fuente: encuesta comunal
Elaboración: Propia

4.1.3 Servicios existentes

Cuadro N°4. 2 SERVICIOS EXISTENTES

SERVICIOS EXISTENTES	
LUZ ELECTRICA	100%
AGUA POTABLE	100%
TELEFONO	13%
GAS	-

Fuente: encuesta comunal
Elaboración: Propia

4.1.4 Servicio sanitario existente

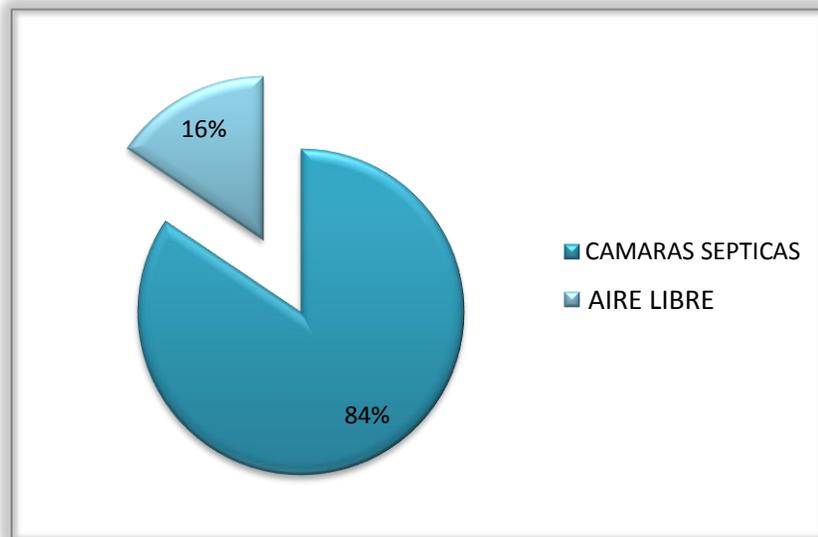
La disposición recolección y transporte actual de las aguas residuales es el mayor problema detectado por esta encuesta.

Cuadro N° 4.3 SERVICIO SANITARIO

SERVICIO SANITARIO	
CAMARAS SEPTICAS	76%
LETRINAS	0
AIRE LIBRE	14%

Fuente: encuesta comunal
Elaboración: Propia

Gráfico N°4.1 Servicio sanitario



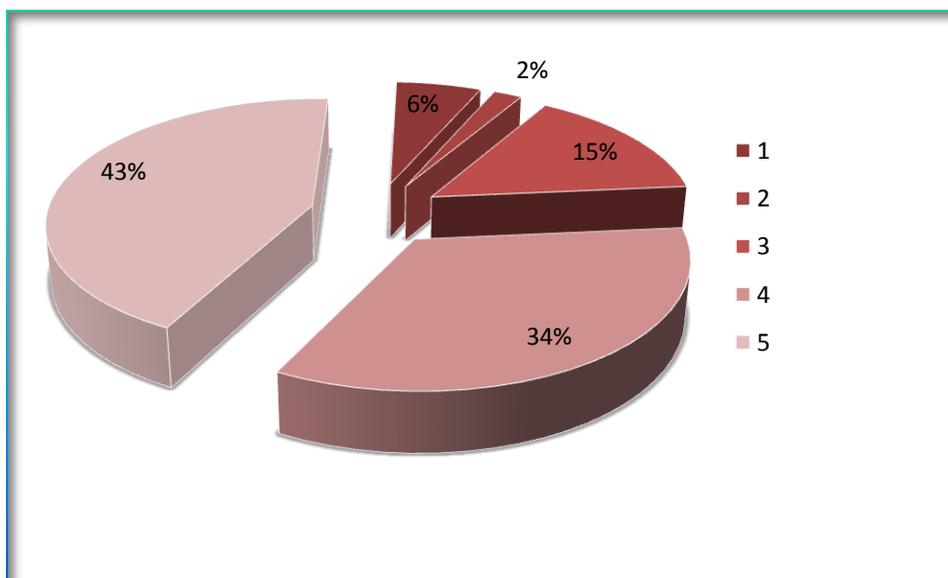
4.1.5 Actividad económica

La zona el Mesón es considerado como un barrio en desarrollo en donde el costo por m² oscila entre 40 y 50 dólares.

Cuadro N° 4.4 ACTIVIDAD ECONÓMICA

ACTIVIDAD ECONOMICA		
1	PROFESIONAL	6%
2	PRIVADA	2%
3	PUBLICA	15%
4	COMERCIAL	34%
5	EVENTUAL	43%

Fuente: encuesta comunal
Elaboración: Propia

Gráfico N°4.2 Actividad económica

4.1.6 Servicio básico a priorizar

La junta vecinal del barrio Aranjuez parte alta (Mesón) viene por años peleando con las autoridades comunales la construcción de su sistema de alcantarillado.

De todos los domicilios encuestados se tiene que un 100 % del mismo desearían contar con alcantarillado sanitario.

El detalle de la encuesta realizada se muestra en el **ANEXO N°2**

4.2 Estudio topográfico

El estudio topográfico se inicia tomando como punto de partida un Bench Mark (BM) del Gobierno Departamental de Tarija. Ubicado sobre la avenida principal sin nombre a aproximados 2 kilómetros de la avenida asfaltada Aranjuez, al frente de una cancha de futbol, con el cual se podría determinar las cotas de la rasante de las calles y las longitudes de estas, así como el nivel de las cámaras de inspección.

Bench Mark: AR-04

Coordenadas:

Norte.- 7618560.738''

Este.- 318086.256''

Altura.- 1965.624 m.

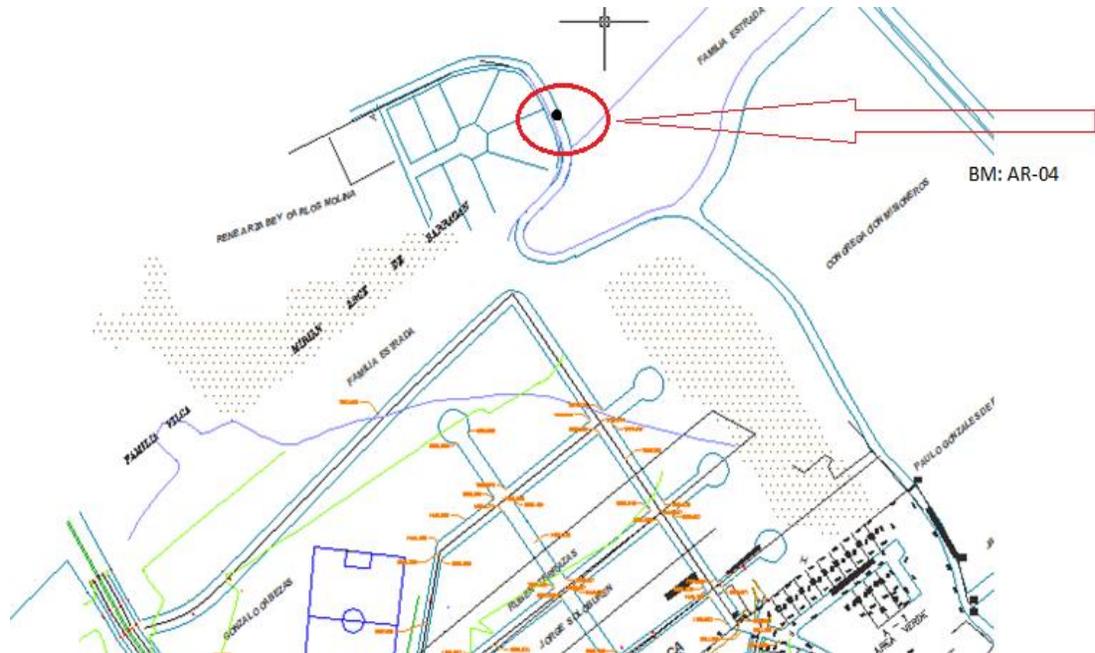
Referencia: AR-03

Norte.- 7619080.992''

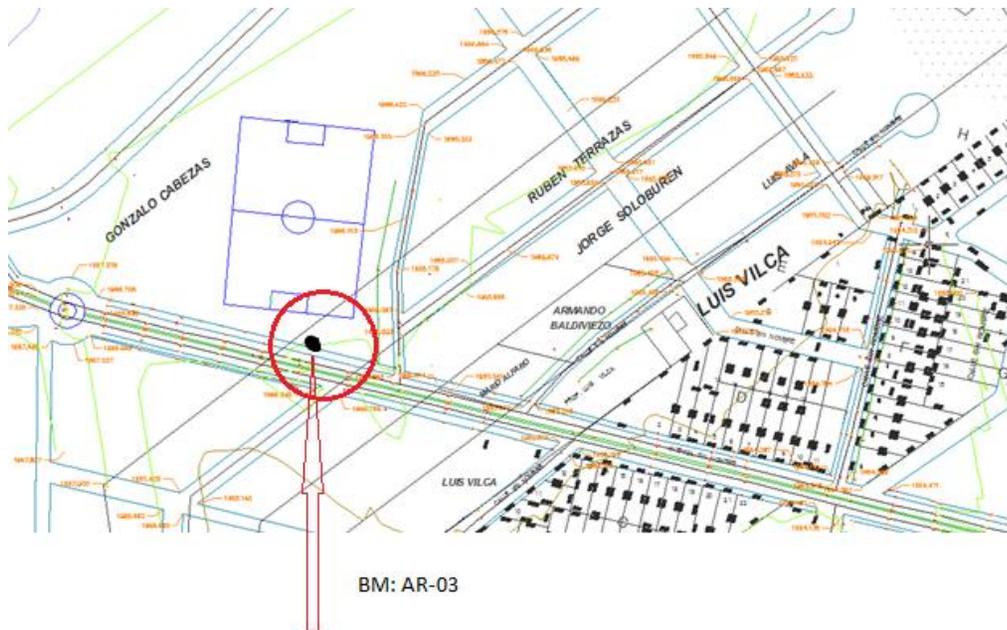
Este.- 318135.914''

Altura.- 1964.310 m.

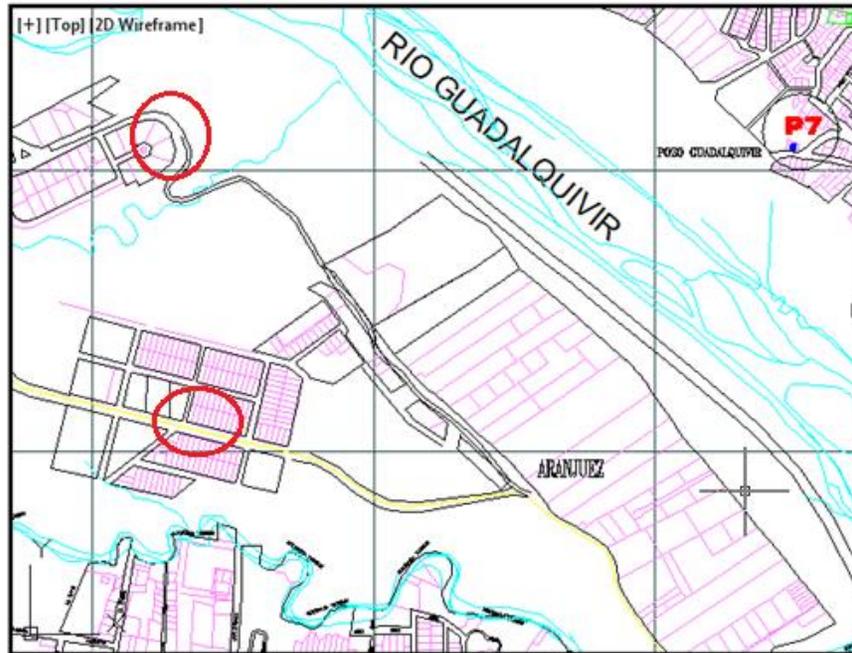
Mapa N°4.1 Bench Mark: AR-04



Mapa N°4.2 Bench Mark: AR-03



Mapa N°4.3 Bench Mark : AR-03 AR-04



4.2.1 Nivelación topográfica

Este estudio no se realizó debido a que el estudio topográfico se hizo con una estación total la cual nos muestra todas las coordenadas.

4.3 Estudio de suelos

El estudio de suelos consistió en realizar una clasificación de suelos que se determinó en base a los resultados de los ensayos obtenidos de las muestras analizadas, realizando para ellos los ensayos de granulometría de las muestras, así como también los límites de Atterberg (Límite Líquido y de Plasticidad) y por último el ensayo de compactación (T-99) aplicando el sistema de clasificación de suelos SUCS (Unified Soil Classification System).

El detalle del estudio de suelo realizado se muestra en el **ANEXO N° 3**

4.4 Estudio demográfico

El conocimiento de la población permitirá estimar su desarrollo a un determinado plazo, en periodos de tiempo convenientes, con el propósito de diseñar las estructuras necesarias.

4.4.1 Población actual del área del proyecto

La población actual de la zona el Mesón asentada en el área del proyecto se determinó en función a la encuesta realizada la cual da como resultado:

Población actual censada= 290 habitantes.

Este valor representa un 91 % de toda la población asentada en el área del proyecto, por lo tanto se completara la información faltante, realizando la siguiente estimación:

N° de habitantes

$$N^{\circ} \text{ hab} = \frac{P_{\text{total}}}{N^{\circ} \text{ Flías.}}$$

Donde:

$$N^{\circ}_{\text{Hab}} = N^{\circ} \text{ de habitantes por familia}$$

$$P_{\text{Total}} = \text{Población total de las familias} = 290 \text{ Habitantes}$$

$$N^{\circ}_{\text{Flías.}} = N^{\circ} \text{ de familias encuestadas} = 53$$

$$N^{\circ} \text{ de habitantes por familia} = 5 \text{ Hab.}$$

Población actual faltante (Paf): Representa al número de las familias que por algún motivo no fueron censadas.

$$Paf = N_v * N^{\circ}_{\text{Hab}}$$

Donde:

$N_v =$ Número de viviendas observadas que no fueron censadas = 6

$N^{\circ}_{\text{Hab}} =$ Número de habitantes por familia = 5 Hab.

$$P_{af} = 6 * 5 = 30 \text{Hab}$$

Población actual del área del proyecto:

$$P_a = 290 + 30 =$$

Población actual del área del proyecto = 320 Hab.

CRITERIOS TECNICOS DEL PROYECTO

5.1 Aspectos técnicos del proyecto

El presente capítulo establece las condiciones que deben cumplir los estudios y concepción de los sistemas de alcantarillado sanitario.

5.1.1 Periodo de diseño

El periodo de diseño de un sistema de alcantarillado se puede definir como el tiempo durante el cual las obras del sistema servirán eficientemente, o sea el intervalo de tiempo comprendido entre la puesta del servicio y el momento en que; debido a su utilización uso o alcance sobrepase las condiciones establecidas en el diseño. La norma Boliviana (NB 688 Versión 2001) recomienda seguir dos parámetros para asumir el periodo de diseño; el primero considera el tamaño de la población a servir, y el segundo, se basa en la duración de los componentes del sistema. Para el diseño del proyecto se asumirá el periodo de diseño en función a la duración de los componentes del sistema según se detalla en la siguiente tabla.

Cuadro N° 5-1: PERIODOS DE DISEÑO RECOMENDADOS

<u>COMPONENTES</u>	<u>PERIODO EN</u> <u>AÑOS</u>
Colectores secundarios y principales	20 a 30 años
Colectores, interceptores y Emisarios	30 a 50 años

Fuente: Capítulo II de la Norma Boliviana NB 688

El periodo de diseño asumido es: $t= 25$ años

El valor asumido se justifica, debido a la buena calidad de los materiales planificados para el diseño de los colectores de la red y los componentes del sistema.

También se estima que Tarija en el futuro pueda acceder a nuevas tecnologías para el mantenimiento de sus sistemas, de acorde a los tiempos modernos.

5.1.2 Cálculo de la población de diseño de proyecto

La población de diseño del proyecto se determinó en función al estudio demográfico realizado.

5.1.2.1 Población futura

La determinación de la población que será servida por el proyecto en un determinado periodo es una parte muy sensible, ya que determina la magnitud de los componentes del sistema porque a ciencia cierta nadie puede predecir lo que pasará en el futuro, lo que se hace es estimar la población futura con procedimientos estadísticos, que tienen cierto margen de error, también se puede determinar por un procedimiento de saturación del área del proyecto, que consiste en estimar el número de habitantes por lote o también considerando una densidad poblacional por área de proyecto. En general son estimaciones, por tal razón con el fin de optimizar este cálculo se plantea las siguientes alternativas, de las cuales se elegirá la más crítica o favorable en función de contar con un factor de seguridad que se pueda admitir, sin que afecte la factibilidad del proyecto.

a) Primera alternativa: Utilizando el total de la población actual del área del proyecto. Según recomendaciones de la NB 688.

Parámetros del proyecto

Pa= 320 Habitantes

i= 2.59 %

t= 25 años

a) Crecimiento aritmético:

$$Pf = Pa * \left(1 + \frac{i * t}{100} \right) = 527,2Hab.$$

b) **Crecimiento geométrico:**

$$Pf = Pa * \left(1 + \frac{i}{100}\right)^T = 606,423Hab.$$

c) **Crecimiento exponencial:**

$$Pf = Pa * e^{\frac{i*T}{100}} = 627,862Hab.$$

Dónde:

Pa= Población inicial.

Pf= Población final.

t= Periodo de tiempo considerado (años).

i= Tasa de crecimiento poblacional (%)

Se determina la población futura del proyecto sacando el promedio de las tres expresiones:

$$Pf = \frac{527,2 + 627,86 + 606,423}{3} = 587,161hab.$$

b) Segunda alternativa: En función de la saturación del área del proyecto

Según la encuesta realizada se pudo determinar un manzano crítico o tipo para el área del proyecto que tiene las siguientes características:

Se eligió el manzano N° 12, por ser el que tiene mayor número de lotes.

Mapa N° 5.1 Manzano N12



N° de lotes del área del proyecto:

$$N^{\circ} L = N^{\circ}_M * N^{\circ}_{MM}$$

Dónde:

$N^{\circ}L = N^{\circ}$ Total de lotes

$N^{\circ}_M = N^{\circ}$ de manzanos del área del proyecto = 25

$N^{\circ}_{MM} = N^{\circ}$ máximo de lotes por manzano = 25

$$N^{\circ} L = 25 * 25 = 625 \text{ lotes}$$

N° de habitantes:

$$N^{\circ} \text{ hab} - \text{por} - \text{familia} = 5 \text{ hab.}$$

Población saturada (Ps):

$$Ps = N^{\circ}L * N^{\circ} \text{ hab}$$

$$Ps = 625 * 5 = 3125 \text{ hab.}$$

Población futura del área del proyecto (Pf) = 3125 Habitantes

Densidad futura de la población del área del proyecto (D):

$$D = \frac{Pf}{Ap} = \frac{Hab}{Ha} = 176,414$$

Donde:

Pf.- Población futura del área del proyecto.- 3125

Ap.- Área de manzanos del proyecto.- 17,714 has

La población futura estimada en el estudio demográfico, es uno de los parámetros más importantes que determinará la magnitud de los componentes que tendrá el sistema de alcantarillado sanitario.

Población futura del área del proyecto (Pf) = 3125 Hab.
--

5.1.3 Dotación de agua potable

Es el consumo total de agua, previsto para una determinada población, dividido entre la población abastecida y el número de días del año, expresado en litros por habitante día (L/hab/d). La NB 688 recomienda para diseños de sistemas nuevos de agua potable en función a la región geográfica y al número de habitantes los valores que se muestran en la siguiente tabla.

Cuadro N° 5-2: DOTACIÓN MEDIA (l/hab/día)-Población

Zona	Población en habitantes					
	Hasta 500	De 501 a 2000	De 2001 a 5000	De 5001 a 20000	De 20001 a 100000	Más de 100000
Del altiplano	30 – 50	30 – 70	50 – 80	80 – 100	100 – 150	150 – 200
De los valles	50 – 70	50 – 90	70 – 100	100 – 140	150 – 200	200 – 250
De los llanos	70 – 90	70 – 110	90 – 120	120 – 180	200 – 250	250 – 350

Fuente: Capítulo II de la Norma Boliviana NB 688

5.1.3.1 Dotación media diaria

Cuadro N° 5-3: DATOS A NIVEL NACIONAL

<u>CIUDAD</u>	<u>DOTACIÓN</u> <u>(l/h/d)</u>
La Paz	117
Santa Cruz	159
Sucre	107
Tarija	333
Oruro	119
Trinidad	170
Montero	85

La dotación media diaria por habitante es la media de los consumos registrados durante un año. Uno de los aspectos que llama la atención en la ciudad de Tarija es el elevado consumo de agua potable que se halla por encima del promedio nacional y aún de las recomendaciones de la NB 689. Valores indicados en la tabla de arriba.

El elevado consumo de agua potable ocasiona mayor demanda de recursos para abastecer a la población y mayores volúmenes de agua desperdiciada, que se traduce en falta de equidad ya que hay sectores que consumen en exceso y otros no tienen el servicio. Las causas de este elevado consumo pueden ser falta de macromedición, y micromedición, control y mantenimiento del sistema, conexiones clandestinas tarifa baja, malos hábitos de consumo, etc. Por todo ello es necesario concientizar a la población para que pueda utilizar menos agua sin afectar su confort. De acuerdo a información de COSAALT, la dotación media para la ciudad, según la proyección de su PEDS es:

Cuadro N° 5-4: PROYECCIÓN DEL CONSUMO PER CÁPITA (Dotación)

Concepto/año	2002	2006	2010	2020	2030	2038
Dotación (l/hab./día)	333	266,5	205	182,74	165,47	151,66

Fuente: (PEDS COSAALT)

Según las proyecciones de COSAALT se propone reducir gradualmente la dotación, debido a que esta representa el nivel de consumo de la población en base al nivel facturado y porque sería arriesgado bajarla en exceso, ya que significaría imprevisión en instalaciones mayores. Lo que se recomienda es un seguimiento anual para observar su comportamiento con el fin de actualizar estas proyecciones. Según el departamento de operaciones de COSAALT a la fecha la dotación media de agua potable para la ciudad de Tarija es de 270 l/s/Hab. Valor aproximado al previsto por el PEDS. Por lo antes indicado, para el diseño del proyecto se adoptará el valor promedio de la dotación, propuesto por la NB-688

Dotación media diaria D= 200l/hab./d

5.1.4 Coeficientes relacionados a la determinación de caudales

5.1.4.1 Coeficiente de aporte C

Según estudios estadísticos la NB-688 adopta un coeficiente de retorno o aporte del 60% al 80% de la dotación de agua potable. El coeficiente de aporte C es el porcentaje de la dotación de agua potable que retorna como agua residual al sistema de alcantarillado sanitario. Para la ciudad de Tarija, COSAALT asume un valor; el mismo que será adoptado para el diseño del proyecto.

Coeficiente de aporte C= 0.8

5.1.4.2 Coeficiente de punta

La relación entre el caudal medio diario y el caudal máximo horario se denomina "Coeficiente de punta M". El coeficiente de punta será obtenido mediante la siguiente expresión.

a) Coeficiente K1 y K2

$$M = K1 * K2$$

Dónde:

K1: Coeficiente de máximo caudal diario = 1,2

K2: Coeficiente de máximo caudal horario = 1,5

Para el diseño del proyecto se adoptará como coeficiente de punta los valores recomendados por la NB 688 Vs. 2001

$$M = 1,2 * 1,5 = 1,8$$

5.1.5 Cuantificación de caudales de aporte domestico

los caudales de aporte que concurren a las redes de alcantarillado sanitario, serán determinados para el inicio y fin del periodo de diseño, considerando los diferentes coeficientes y caudales adicionales conforme a lo establecido en la NB 688

Los caudales de aporte doméstico que se cuantificaron son:

5.1.5.1 Caudal medio diario

El consumo medio diario (Q_m) está determinado sobre la base de la población futura calculada y la dotación media adoptada. Para obtener el caudal en litro por segundo, se utiliza la siguiente fórmula:

$$Q_m = C \frac{P * D}{86400}$$

Dónde:

Q_m = Caudal medio diario (l/s)

C= Coeficiente de retorno

P= Población futura

D= Dotación media (l/h/d)

Parámetros del proyecto:

C= 0.8

P= 3125 Habitantes

D= 200 l/h/d

El caudal medio diario de diseño o futuro, calculado para el proyecto es:

$$Q_m = 5,787l / s$$

5.1.5.2 Caudal máximo horario

Según la NB 688 Vs. 2001 el caudal máximo horario es el caudal medio diario multiplicado por el coeficiente de variación diaria (K1) y K2, cuyos valores varían de acuerdo a las características de la población. También puede optarse por la utilización del coeficiente de punta de Harmond admitido por la norma.

$$Q_{\max} = M * Q_m (l/s)$$

Donde:

Qm= Caudal medio diaria (l/s)

M= Coeficiente de punta = 1.8

El caudal máximo horario para el proyecto es:

$$Q_{\max} = 1.8 * 5,787l/s = 10,417l/s$$

5.1.5.3 Caudal por conexiones erradas

En los caudales de aguas residuales se deben considerar los caudales pluviales provenientes de conexiones erradas. Según la NB-688, se adoptara un coeficiente de seguridad del 5% al 10% del caudal máximo horario previsto de aguas residuales. Para el proyecto se asumió:

5% de caudal por conexiones erradas

Para obtener el caudal por conexiones erradas del proyecto, se utiliza la siguiente formula:

$$Q_e = Q_{\max} * 0,05$$

$$Q_e = 10,416 * 0,05 = 0,521 l / s$$

5.1.5.4 Caudal por infiltración

Se considera la infiltración de aguas subterráneas, debido a que la tubería funciona a superficie libre; es imposible la infiltración de agua freáticas hacia el interior del tubo, a través de fisuras en los colectores, a través de las juntas mal ejecutadas, en la unión de colectores con las cámaras de inspección y en las mismas cámaras cuando no son estancas. Estos caudales están de acuerdo al nivel freático sobre el fondo del colector, al tipo de material de la tubería, permeabilidad del suelo y cantidad de precipitación anual así como por el tipo de junta a utilizarse, tipo de alcantarilla, etc. Los valores del caudal de infiltración se adoptan según la siguiente tabla:

Cuadro N° 5-5: VALORES DE INFILTRACIÓN EN TUBERÍAS

TIPO DE MATERIAL	TUBO DE CEMENTO		TUBO DE P.V.C.	
	Unión con:			
Unión con:	Cemento	Goma	Pegamento	Goma
Nivel Freático bajo	0,0005	0,0002	0,0001	0,00005
Nivel Freático alto	0,0008	0,0002	0,00012	0,0005

Fuente: Capítulo II de la Norma Boliviana NB 688

a) **Valores del caudal de infiltración.**- Para el diseño del proyecto se asumirá los valores dados para un nivel freático alto.

Tuberías de P.V.C. con juntas de Goma

$Q_e = 0,0005 \text{ l/s/m}$

5.1.6 Caudal de diseño del proyecto

Es la sumatoria de los caudales anteriormente mencionados.

$$Q_d = Q_{\max} + Q_e + Q_i$$

Donde:

Q_d = Caudal de diseño (l/s)

Q_{\max} = Caudal máximo horario = 4,69 l/s

Q_i = Caudal por infiltración = 0,0005 l/s/m

Q_e = Caudal por conexiones erradas = 0,5

L_t = Longitud del tramo x = 100 m

$$Q_d = 10,417 + 0,521 + 0,0005 * 100 = 10,988 \text{ l/s}$$

Para el proyecto no se consideran aportes de agua residuales comerciales, industriales públicas, por su inexistencia en el área del proyecto.

5.2 Variación de caudales de aguas residuales

Observaciones de sistemas construidos en el país y otros países, permiten afirmar que, los colectores no funcionan a sección llena. El volumen de aguas residuales sufre variaciones horarias, diarias y anuales, presentando las condiciones de flujo de:

5.2.1 Caudal mínimo de diseño

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. Se destaca que el caudal mínimo de diseño es de 2,0 (lt/s), que es equivalente al caudal instantáneo que desfoga un inodoro.

5.2.2 Caudal máximo de diseño

Caudales máximos incluyendo el ingreso de agua de lluvia por conexiones erradas que alcanzan un 50% o 60% de la capacidad de la tubería. El caudal máximo futuro

será igual a dos veces el caudal máximo presente o de diseño, en áreas residenciales con densificación y/o incremento del consumo específico de agua potable.

CRITERIOS DE DISEÑO DEL PROYECTO

6.1 Fórmulas para el diseño de alcantarillas

La técnica de cálculo admite el escurrimiento en el régimen permanente y uniforme donde el caudal y la velocidad media permanecen constantes en una determinada longitud de conducto.

6.1.1 Ecuación de continuidad

Expresa la continuidad del flujo a través de las secciones en una conducción según el principio de la conservación de la masa esta no se crea ni se destruye entre dos secciones A1 y A2 en movimiento permanente, la cantidad de líquido que entra es igual al que sale entre ambas secciones.

$$D_1 * A_1 * V_1 = D_2 * A_2 * V_2$$

Donde:

D_1 y D_2 = Densidad del fluido en kg/m^3

A_1 y A_2 = Área de la sección transversal en m^2

V_1 y V_2 = Velocidad media del escurrimiento en m/s

Si el flujo es incompresible entonces ($D_1 = D_2$) para escurrimiento continuo, si no hay aportes ni extracciones en el tramo, el gasto que pasa por ambas secciones es:

$$Q = A_1 * V_1 = A_2 * V_2 \Rightarrow Q = A * V = \text{Constante}$$

De esta expresión resulta la ecuación de continuidad.

6.1.2 Fórmula de Chezy

Fórmula utilizada para determinar pérdidas por rozamiento en tuberías, elaborada por el Ing. Francés Antonio Chezy en el año 1775.

$$V = C * (RH * S)^{\frac{1}{2}}$$

Donde:

V= Velocidad media en m/s

RH= Radio hidráulico en m

S = Pendiente media en m/m

C= Coeficiente de chezy en función de la rugosidad del material.

Varias de las formulas hoy utilizadas son una variación de la ecuación de Chezy.

6.1.3 Fórmula de Manning

La fórmula del Irlandés Robert Manning (1816-1897), parte de la ecuación de Chezy.

$$C = \frac{C_m}{n} * (RH)^{\frac{1}{6}} \Rightarrow V = \frac{C_m}{n} * (RH)^{\frac{2}{3}} * S^{\frac{1}{2}}$$

Donde:

Cm= Valor usado según el sistema de unidad Ingles = 1.49 o SI= 1.

n= Coeficiente de Rugosidad de Manning.

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

$$V = \frac{1}{n} R^{\frac{2}{3}} S^{\frac{1}{2}}$$

Donde:

V= Velocidad (m/s)

n= Coeficiente de rugosidad (adimensional)

R= Radio hidráulico (m)

S= Pendiente (m/m)

El radio hidráulico se define como:

$$R = \frac{Am}{Pm}$$

Donde:

Am= Área de la sección mojada (m)

Pm= Perímetro de la sección mojada (m)

La ecuación de Manning combinada con la ecuación de continuidad, resulta:

$$Q = \frac{1}{n} A(RH)^{\frac{2}{3}} S^{\frac{1}{2}}$$

6.1.3.1 Para tuberías con sección llena

Se calcula el caudal para la situación en que la tubería trabaja a tubo lleno. Si este caudal es menor que el caudal de diseño se aumenta el diámetro. El radio hidráulico es:

$$R = \frac{D}{4}$$

Donde:

D= Diámetro (m)

Sustituyendo el valor de (R), en la fórmula de Manning para tuberías a sección llena se tiene:

$$V = \frac{0.397}{n} D^{\frac{2}{3}} S^{\frac{1}{2}}$$

En función del caudal, con $Q = V \cdot A$

$$Q = \frac{0.312}{n} D^{\frac{8}{3}} S^{\frac{1}{2}}$$

Donde:

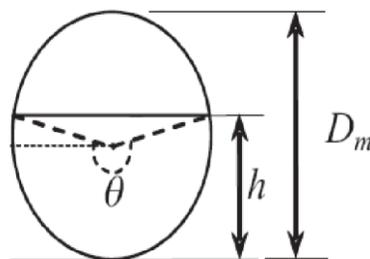
$Q =$ Caudal (m^3/s)

$A =$ Área de la sección circular (m^2)

6.1.3.2 Para tuberías con sección parcialmente llena:

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. Durante el diseño, es necesario determinar el caudal, velocidad, tirante y radio hidráulico, cuando el conducto fluye en 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.

Las propiedades hidráulicas de la sección circular para cualquier diámetro y los valores obtenidos a partir de estas, se presentan en el [anexo N° 4](#)



Radio hidráulico:

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

Sustituyendo el valor de (R), en la fórmula de Manning para tuberías con sección parcialmente llena se tiene:

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

En función del caudal:

$$Q = \frac{D^{\frac{2}{3}}}{7257.15n(2\pi\theta^\circ)^{\frac{2}{3}}} (2\pi\theta^\circ - 360\text{sen}\theta^\circ)^{\frac{5}{3}} S^{\frac{1}{2}}$$

Estas ecuaciones se consideran la pendiente (S) y el coeficiente de rugosidad (n) constantes, lo que significa que el caudal será máximo cuando el perímetro mojado sea mínimo. La sección hidráulica será entonces de máxima eficiencia si el semicírculo, donde el radio hidráulico (RH) es igual a un 0.25 diámetro, según la siguiente expresión:

$$Q = \frac{1}{n} \frac{A^{\frac{5}{3}}}{P^{\frac{2}{3}}} S^{\frac{1}{2}}$$

6.2 Coeficiente de rugosidad (n)

En las alcantarillas, el coeficiente (n) debe considerarse constante cualquiera sea su material, la causa que determina esta condición es la presencia sobre la superficie interna de la tubería de una capa grasienta, lisa, pegajosa y viscosa denominada capa bacteriana, origina por las aguas residuales. El coeficiente de rugosidad (n) de la fórmula de Manning, está determinado por el tipo material del conducto. En consecuencia, algunos fabricantes de tuberías de PVC o polietileno recomiendan utilizar valores de $n = 0.013$. Sin embargo el número de conexiones domiciliarias, cámaras de inspección y otras instalaciones provocan mayor rugosidad, por el grado de incertidumbre, la (NB 688) recomienda no utilizar un valor menor a:

$$n=0.013$$

6.3 Profundidades de instalación de los colectores

La norma NB-688 establece que la profundidad mínima de instalación de una tubería será definida en función de los siguientes aspectos:

1. Recubrimiento mínimo: La profundidad del recubrimiento medida a partir de la clave de la tubería, será definida por el cálculo estructural de la tubería instalada en zanja, el cual oscila entre 1.00 m para diámetros iguales o menores a 450 mm, considerando que los esfuerzos a la que esté sometida dependen de las características del suelo, cargas de relleno y vehicular, tipo de material de la tubería, cama de asiento, ubicación y trazado del terreno. Para diámetros mayores en cambio, este recubrimiento será determinado mediante cálculos de la seguridad estructural de la tubería.

El cálculo estructural deberá cumplir con las recomendaciones de las normas bolivianas correspondientes al material empleado. Se podrá utilizar diferentes tipos de materiales para tuberías y accesorios, siempre que cuenten con la certificación normativa del organismo competente autorizado en el país.

En el sistema condominial de alcantarillado sanitario, usualmente la red pública o principal se localiza por medio de las calles y está sujeta a las cargas vehiculares. En caso de ser instalada en áreas protegidas, se podrá reducir la altura del recubrimiento.

2. Conexión de descargas domiciliarias: La profundidad mínima del colector deberá permitir la correcta conexión de las descargas domiciliarias a la red pública de alcantarillado. La norma vigente de Instalaciones Domiciliarias, establece una pendiente mínima del 2% desde la cámara de inspección domiciliaria hasta la tubería de recolección, y que la cámara de inspección más inmediata al parámetro del predio tenga una profundidad mínima de 0.90m.

Sin embargo, para asegurar un drenaje adecuado de los artefactos provenientes de industrias, etc., con el objeto de evitar interferencias con los conductos de otros servicios públicos, se aconseja profundidades de 1.5 a 2.0 metros.

6.4 Diámetro mínimo

De acuerdo a lo establecido en la Norma Boliviana NB-688, el diámetro de los colectores de alcantarillados sanitarios, y con las experiencias en Bolivia, puede ser de 100 mm (4"). Este diámetro es suficiente para transportar caudales de los tramos de arranque.

6.5 Tirante de agua

Los tirantes máximos de agua para colectores primarios, secundarios, interceptores y emisarios deben ser siempre calculados admitiendo que el escurrimiento sea en régimen uniforme y permanente, siendo su máximo valor para caudal de diseño (Qd) correspondiente al fin del periodo de diseño, igual o inferior al 75 % del diámetro interno del colector.

$$Y=0.75D$$

Para determinar la ventilación de forma que se minimice o elimine la generación y acumulación de sulfuro de hidrogeno.

6.6 Velocidades mínimas y máximas

En el alcantarillado sanitario, se producen obstrucciones por el depósito de materiales de desecho, y particulares orgánicas, las que se arrastran con velocidades iguales o superiores a 0.3 m/s

6.6.1 Velocidad mínima

Las pendientes de fondo de los colectores deben ser tales que mantengan una velocidad satisfactoria de escurrimiento denominada autolimpieza que impide la sedimentación de sólidos suspendidos, arena fina y gravilla.

La práctica usual, es calcular la pendiente mínima, con el criterio de la velocidad mínima y para condiciones de flujo a sección llena. Bajo este criterio las tuberías de alcantarillado se proyectan con pendientes que aseguren una velocidad mínima de 0,6 m/s.

6.6.2 Velocidad máxima

Cuando la topografía presenta pendientes fuertes, las alcantarillas presentan altas velocidades de escurrimiento de las aguas residuales, ocasionando abrasión en las mismas al contener sustancias tales como arena fina, grava y/o gravilla y desechos residuales. Por esta razón se establece una velocidad máxima de 5m/s.

6.7 Criterio de la tensión tractiva

Para el diseño hidráulico de la red de alcantarillado sanitario del proyecto se seleccionó el criterio de la tensión tractiva, en base a los siguientes criterios.

Este criterio permite para un mismo diámetro de colector, mayor caudal, velocidad y pendiente que el diseño basado en el criterio de la velocidad mínima, garantizado la adecuada autolimpieza desde el inicio del funcionamiento del sistema. La condición de autolimpieza de la tubería es creada por la tensión tractiva de flujo. Si bien la práctica usual de diseño es determinar pendientes mínimas de los colectores basado en el criterio de la velocidad mínima constante ($v=0.6$ m/s) a sección llena es menos eficiente y no es recomendable, por lo cual queda demostrado que el diseño se debe basar en una tensión tractiva mínima constante.

La tensión tractiva o tensión de arrastre (t) es el esfuerzo tangencial unitario ejercido por el líquido sobre el colector y en consecuencia sobre el material depositado. Tiene la siguiente expresión:

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

Donde:

τ = Tensión tractiva en pascal (Pa)

ρ =Densidad del agua (1000 Kg/m³)

g = Aceleración de la gravedad (9.81 m/s²)

R = Radio Hidráulica

S = Pendiente de la tubería (m/m)

El objetivo es calcular la pendiente mínima del tramo, capaz de provocar la tensión suficiente para arrastrar el material que se deposite 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 anterior, obtenemos la pendiente de la tubería a sección llena:

$$S = \frac{\tau}{\rho g R}$$

Donde:

S = Pendiente mínima en m/m

ρ =Peso específico del agua (1000 kg/m³)

g = Aceleración de la gravedad (9.81 m/s²)

R = Radio Hidráulico en m.

Sustituyendo la ecuación del radio hidráulico en esta ecuación, obtenemos la pendiente para tuberías que trabajan a sección parcialmente llena:

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

6.7.1 Tensión tractiva mínima

Para el caso de los sistemas de alcantarillado sanitario, el resultado de análisis granulométrico del material de fondo de los colectores, realizada en Middle (Inglaterra), la parte occidental de los Países Bajos y en transportada es de 0,4 a 0,6 mm. Estos valores serian comunes en la mayoría de zonas del mundo. Al no contar con análisis granulométricos y adoptando un factor de seguridad, la (NB 688) recomienda calcular la pendiente mínima de los colectores sanitarios con una tensión tractiva mínima de:

$$\tau_{Min} = 1.0 Pa$$

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 tensión tractiva de 1 Pa, y posteriormente, su verificación con caudales de aporte reales, no deberá ser menor a 0,6 Pa.

$$\tau_{Min} \geq 0.6 Pa$$

6.8 Transporte de sedimentos y pendiente mínima

La pendiente mínima debe ser calculada con la fórmula de S, introduciendo el valor de la tensión tractiva mínima determinada previamente en función del análisis granulométrico y el diámetro específico de las partículas que se quiere transportar. Para limitar los costos de mantenimiento, es recomendable que la tensión tractiva mínima sea suficiente para transportar entre el 90% al 95% del material granular que se estima entra al sistema de alcantarillado sanitario.

En el anexo N° 5, se presenta los valores de la pendiente mínima S calculada, en base al criterio de la tensión tractiva, cuando el flujo promedio está a 100% de la

capacidad del colector (Sección llena). Durante los primeros años de construcción los colectores recibirán caudales menores a los proyectados y funcionaran parcialmente llenos, pero a medida que aumente la impermeabilización del suelo por la urbanización del mismo, se incrementaron los caudales. A fin de garantizar las condiciones de autolimpieza para la situación más crítica y debido a que los sistemas de alcantarillado reciben mayor cantidad de arena sobre todo al inicio de funcionamiento del sistema, se recomienda determinar la pendiente mínima, con un nivel de funcionamiento del 10% al 15% de la capacidad del conducto.

$$\frac{Q_{mi}}{Q} = 0.10 \text{ a } 0.15 (10\% \text{ a } 15\%)$$

Donde:

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

Q_{II} =Capacidad de la tubería para conducir el caudal de diseño futuro (Q_d) (Sección llena)

Se determinara la pendiente mínima para cada diámetro, utilizando la relación del caudal medio de la etapa inicial y el caudal máximo futuro según ($Q_p/Q_{II}=0.15$)

6.8.1 Pendiente mínimo admisible

En la práctica, los sistema de alcantarillado sanitario además de la arena, trasportan diferentes tipos de sustancias sedimentables, para la selección de la pendiente mínima se recomienda realizada un estudio técnico-económico y comparar el ahorro en el costo de construcción del sistema del 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 al 90% al 95% del material sedimentable que ingresa a los sistemas de alcantarillado sean transportados y limitar 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 la Norma Boliviana NB-688, las pendientes mínimas admisibles serán determinadas para la condición de flujo establecida anteriormente, para una tensión tractiva media de 1Pa. Al respecto se aplicara el siguiente procedimiento.

a) Relación de caudal:

$$\frac{Q_p}{Q_{ll}} = 0.15 \Rightarrow \frac{h}{D} = 0.2618$$

b) El ángulo central (grado sexagesimal):

$$\theta^\circ = 2 \arccos \left(1 - \frac{2h}{D} \right) \Rightarrow 123,10^\circ$$

c) Radio hidráulico:

$$R_p = \frac{D}{4} \left(1 - \frac{360 \operatorname{sen} 123.10^\circ}{2\pi 123.10^\circ} \right) \quad R_p = 0.1525D$$

d) Pendiente mínima:

$$S_{\min} = \frac{\tau_{\min}}{\rho g R_p} = \frac{\tau_{\min}}{\rho g 0.1525D} \Rightarrow (m/m)$$

Con la ecuación anterior, las pendientes mínimas admisibles para diferentes diámetros y los valores de velocidad y caudal a sección llena, se presentan en el anexo N° 5.

6.8.2 Pendiente mínima admisible 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 se establecen otras relaciones de caudal, en este caso la pendiente mínima será obtenida del anexo N°5.

Se puede observar que a medida que aumenta la relación Q_p/Q_{II} la pendiente es menor.

6.8.3 Pendiente máxima admisible

La máxima pendiente admisible será para una velocidad final $V_f=5$ m/s. cuando la velocidad final sea superior a la velocidad crítica la altura de la lámina líquida admisible debe ser 0,5 del diámetro del colector, asegurando la ventilación del tramo. La velocidad crítica está definida por:

$$\text{Velocidad crítica} = V_c = 6 \cdot (g \cdot R_H)^{1/2}$$

Donde:

V_c =Velocidad crítica

g = Gravedad

R = Radio hidráulico (m)

6.9 Diseño Geométrico y Trazado de Red

La red de colectores del sistema será proyectada, sobre la base del levantamiento topográfico de la zona del proyecto eligiendo los recorridos más costos entre los puntos más altos del sistema y su conexión a la descarga, captando a su paso el aporte de las áreas tributarias y caudales de diseño. Los caudales para el diseño de cada tramo serán obtenidos en función a su área tributaria. Para la delimitación de áreas se tomara en cuenta el trazado de colectores, asignando áreas proporcionales de acuerdo a las figuras geométricas que el trazado configura, la unidad de medida será

la hectárea (Ha). El caudal de diseño será el que resulte de multiplicar el caudal unitario (l/s/ha) por su área correspondiente. El tramo no podrá recibir caudales adicionales de (industria, comercio y público) como descarga concentrada. Según la topografía de la zona del proyecto, se determinaran las cotas de cada una de las cámaras de inspección.

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

En la figura 5.1, se muestran diferentes alternativas de trazado geométrico dependiendo de la topografía.

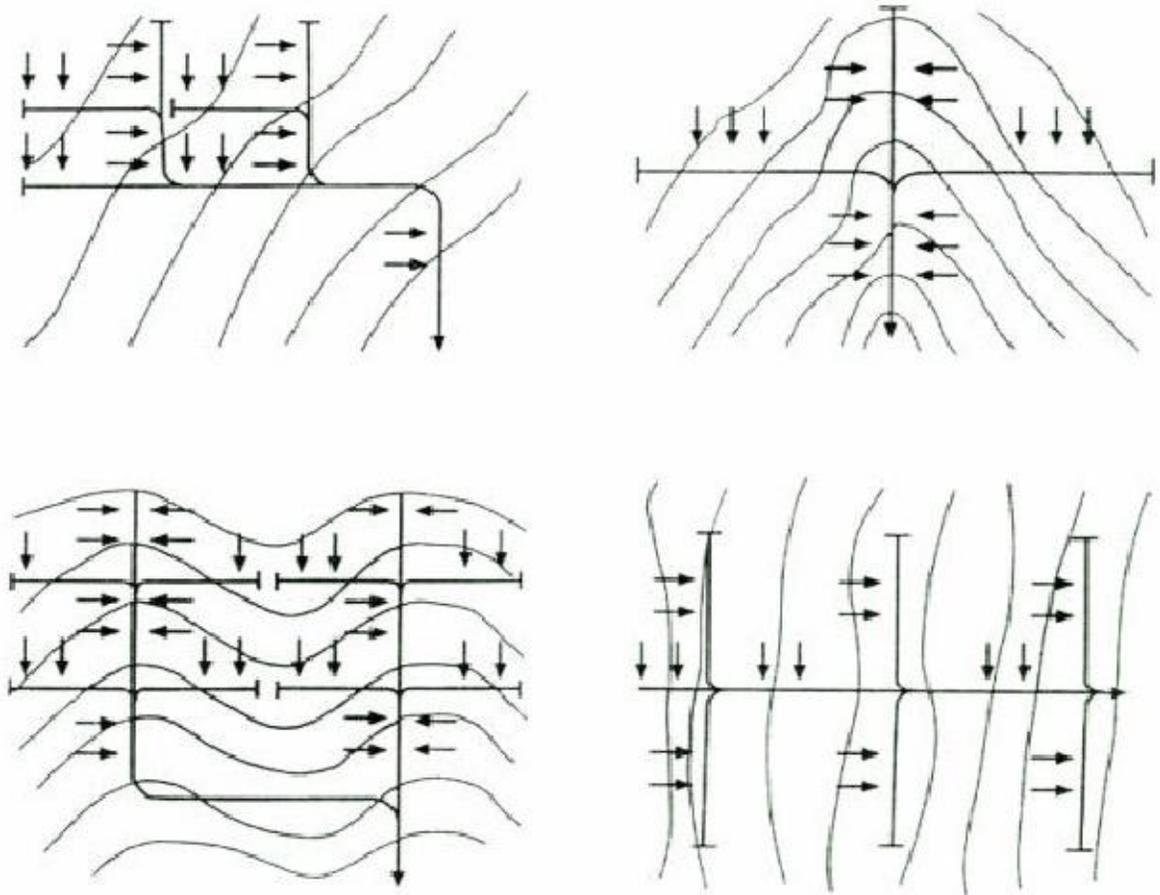


Figura 6.1 alternativas de trazado geométrico

6.10 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 colocara 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.

6.11 Medición de longitudes

Las distancias son medidas entre cruceo y cruceo

6.12 Colocación de cámaras de inspección

Se colocaran 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.

6.13 Numeración de cámaras de inspección

Las cámaras de inspección serán numeradas en el sentido del flujo. En la figura 5.2 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 del flujo desde el punto de cota más elevada hasta la cota más baja.

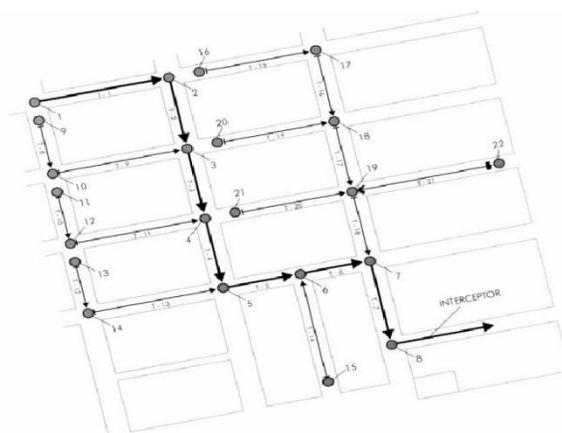


Figura 6.2 Cámaras de inspección

6.14 Áreas tributarias

Los caudales para el diseño de cada tramo serán obtenidos en función de su área tributaria. Para la delimitación de áreas se tomara en cuenta el trazado de colectores, asignando áreas proporcionales a estos, de acuerdo a las figuras geométricas que se presenten en el plano de la localidad en estudio, en la figura 5.3 se aprecia un ejemplo de división de áreas, para algunas figuras regulares. La unidad de medida será la hectárea (Ha). La división de áreas de la zona en estudio se aprecia en el plano N°1

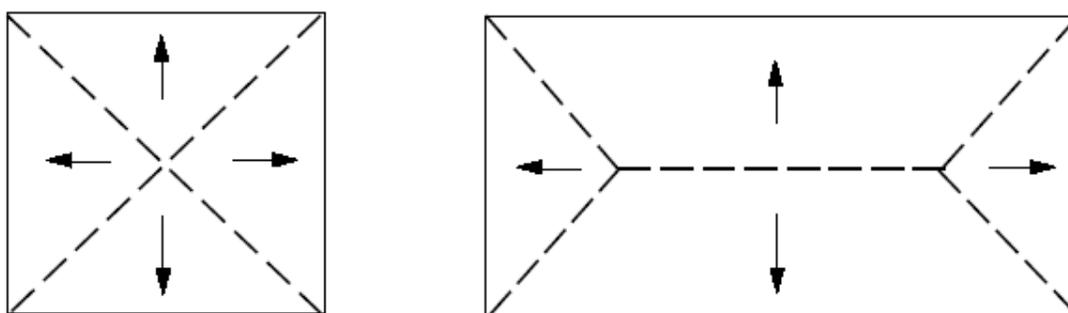


Figura 6.3 Delimitación de áreas tributarias

6.15 Planillas Hidráulicas

El resultado de las planillas hidráulicas se encuentra en el **ANEXO N° 5**

PRESUPUESTO

7.1 Cálculos métricos

A través del cálculo métrico se miden las estructuras que forman parte de una obra de ingeniería con el fin de establecer el costo de la misma o una parte, determinar la cantidad de materiales necesarios para ejecutarla.

El cálculo métrico es la medición de longitudes, áreas y volúmenes. Para el cálculo métrico de los volúmenes de obra, se desglosa cada actividad en ítems, según se muestra en el **anexo N°6**.

7.2 Análisis de precios unitarios

Es la remuneración que recibe el contratista por las operaciones realizadas y los materiales que emplea en la ejecución de las obras, considerando para efectos de medición la unidad de volumen área o lineal.

Para poder estimar el presupuesto por precios unitarios es indispensable realizar el cálculo métrico, de manera tal que la multiplicación de cada una de las actividades definidas para una unidad determinada, le corresponde un precio unitario que nos determine el costo parcial de la misma.

Los precios unitarios se determinaron bajo la estructura de costos expuesto en las planillas de precios unitarios que se muestran en el **anexo N°7**

7.3 Presupuesto general

A partir de los cálculos métricos y los precios unitarios realizados para las alternativas planteadas se elaboró el presupuesto general, el detalle de estas planillas se muestra en el **anexo N°8**

CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

8.1 CONCLUSIONES

De acuerdo al estudio de diseño hidráulico realizado y a los resultados obtenidos del sistema de alcantarillado se llegan a las siguientes conclusiones:

- ✚ Para el diseño del sistema es importante conocer la población final de diseño, para encontrar esta se utilizaron varios métodos, viendo conveniente utilizar el método en función de la saturación del proyecto fue el que más se adecuó a las características de la población en estudio, ya que la zona El Mesón no se encuentra con todos los lineamientos correspondientes.
- ✚ El coeficiente de retorno de agua potable "C", que es el que indica en que porcentaje retorna al alcantarillado sanitario, el agua dotada a los habitantes va de acuerdo a la norma de un 60% a 80%, la población beneficiaria utiliza el agua para sus quehaceres domésticos, además que la zona tiene una población de clase media a baja y son muy pocos los pobladores que tiene vehículos para que se pueda utilizar el lavado de estos también son muy pocos los que tienen aceras en el frente de sus casas para realizar el lavado de estas, por tal motivo se asume que el agua retornará en un 80%.
- ✚ Se adoptó un caudal por conexiones erradas igual al 10% del caudal máximo horario, la norma indica que este tiene un rango de 5% a 10%, se tomó el máximo valor, debido a que es muy difícil realizar el control para que los vecinos evacuen un porcentaje de aguas provenientes de lluvia mediante el alcantarillado sanitario.
- ✚ Se decidió realizar el diseño de los colectores con material PVC debido a que la fuerza tractiva es muy elevada en algunos tramos y este material tiene resistencia a la fricción interna.
- ✚ El diámetro obtenido 6" y 8" cumple todas las condiciones de criterio en diseño por lo que se adopta para la construcción del sistema de alcantarillado sanitario, además de ser comercial y de fácil acceso en el mercado.

8.2 RECOMENDACIONES

- ✚ Se recomienda mucho cuidado en el momento de escoger el periodo de diseño, ya que hay muchos factores que determinan éste, como ser las características de la población o los componentes que conforman el sistema de alcantarillado sanitario, se debe analizar bajo que factor escoger el periodo de diseño, sería recomendable que la vida útil del proyecto sea la más extensa, por lo que el periodo de diseño estaría en función de los componentes como ser los colectores y otros necesarios para el sistema de alcantarillado sanitario.
- ✚ Sería recomendable realizar una encuesta por parte del proyectista. Esta encuesta, además de recabar la información de cuantos habitantes existen, además debería tener otros indicadores importantes como ser servicios básicos con los que cuenta la población y otros factores determinantes que sean necesarios.
- ✚ Se recomienda también que para el cálculo hidráulico, se tome en cuenta el criterio de la fuerza tractiva mínima que indica la norma Boliviana NB 688, de acuerdo a estudios realizados en diversas zonas del país la fuerza tractiva mínima para arrastrar solidos sedimentables es de 1 pascal, pero sin olvidar que se cumpla el criterio de la velocidad mínima que es de 0,60 m/s a tubo lleno.
- ✚ Se recomienda empalmar la tubería a cámara existente con SICA 1.