

Capítulo I

GENERALIDADES

1.1 Situación Geopolítica

La República de Bolivia está situada en la parte central de América del Sur y está delimitada geográficamente entre las coordenadas 9°30' y 22°53' de latitud sur y entre los 57°20' y 69°40' de longitud Occidental. Limita al norte y nor oeste con la República del Brasil, al noroeste con la República del Perú, al sudeste con la República del Paraguay, al sur con la República de la Argentina y al oeste y sudoeste con la República de Chile.



Fig. 1 Mapa de Bolivia

El departamento de Tarija está ubicado al sur de la República de Bolivia; limita al norte con el departamento de Chuquisaca, al sur con la República Argentina, al este con la República del Paraguay, y al oeste con los departamentos de Chuquisaca y Potosí.

Tiene una extensión de 37623 km², la capital del departamento es la ciudad del mismo nombre, con una altura media aproximadamente de 1866 m.s.n.m., situada entre los 21°31'00" de latitud sur y los 64°47'00" de longitud oeste del meridiana de Greenwich, cuenta con 6 provincias y 157 cantones.

El departamento de Tarija se ve influenciada por cordilleras con pequeña elevación la totalidad de sus ríos son afluentes de la cuenca del Plata siendo las más importantes el río Guadalquivir y el río Bermejo.

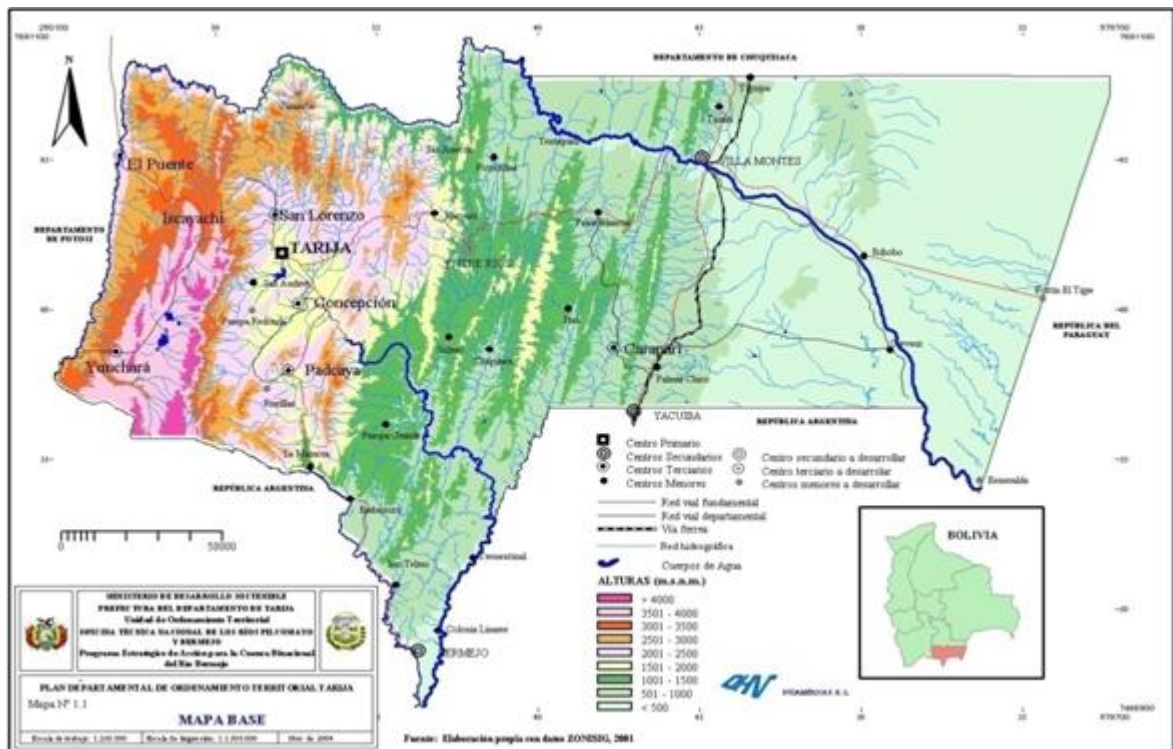


Fig. 2 Mapa de Tarija

Las lomas de Tomatitas donde se encuentra el cantón de Erquiz y la urbanización San Antonio, se encuentra ubicado en el departamento de Tarija, provincia Méndez. Las Lomas

de Tomatitas se encuentran a 8 km de la capital del departamento, pertenece al municipio de San Lorenzo.

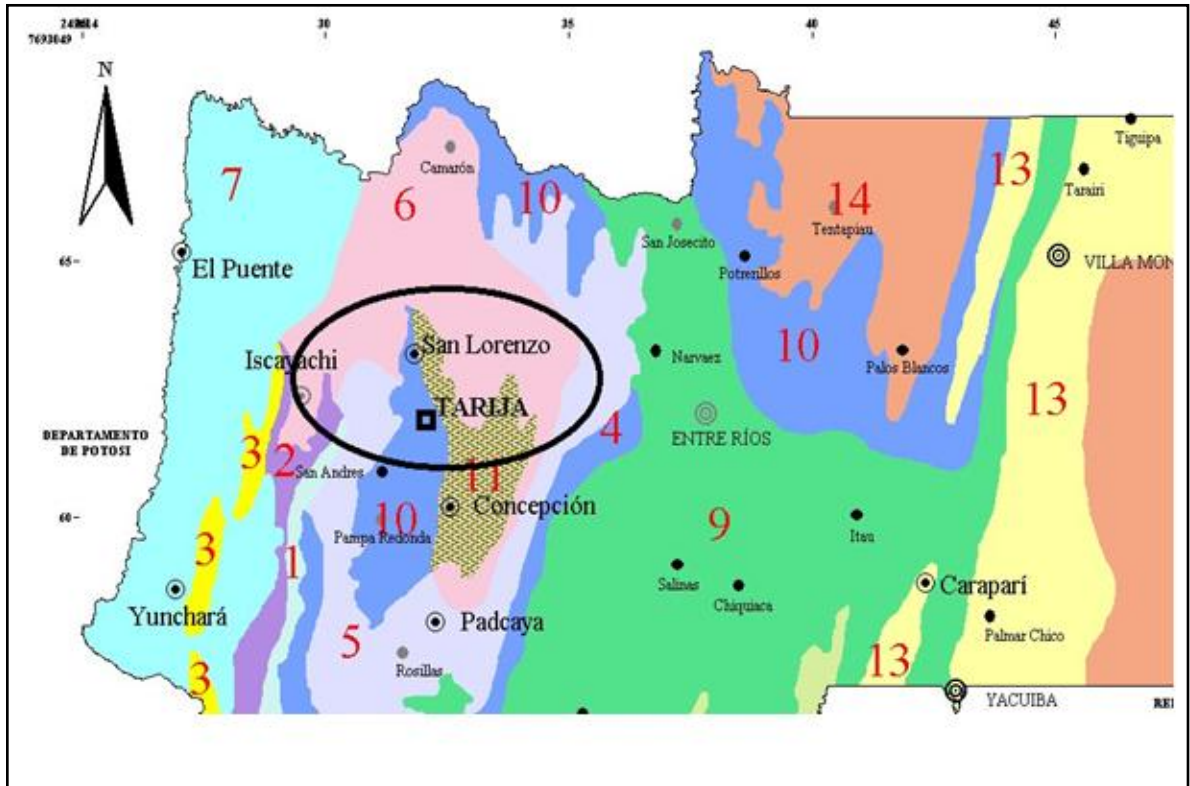


Fig. 3 Ubicación del Proyecto

El área específica del estudio, que son el cantón de Erquis y la urbanización San Antonio está ubicado al sud oeste de la ciudad de Tarija encontrándose entre las coordenadas geográficas:

De $64^{\circ} 28' 0,26''$ a $64^{\circ} 45' 36,63''$ longitud oeste.

De $20^{\circ} 29' 3,21''$ a $20^{\circ} 29' 9,38''$ latitud sud

Las Lomas de Tomatitas limitan al noroeste con Coimata al sudoeste con la Vitoria y al norte con Rancho Sud.

1.2 Clima

Considerando que los parámetros de temperatura y humedad son factores determinantes para definir el tipo de clima de un lugar. Esta región situada en los valles llamados “mesotérmicos”, presentan temperaturas más bajas que de los Yungas la zona en estudio por sus peculiaridades orográficas presentan las siguientes características: Clima templado.

En el área no existen estaciones meteorológicas, por esta razón se realiza el análisis climático sobre la base de los datos históricos de estaciones meteorológicas cercanas al área en estudio, es decir se utiliza los datos meteorológicos de la estación Coimata, teniendo los siguientes datos.

Temperatura media 20°C

Precipitación media anual 589 mm.

Fuente: a partir de datos del Compendio Meteorológico SENAMHI 1998

1.3 Topografía

Desde el punto de vista geomorfológico la región está conformada por ondulaciones y microrelieves, como resultado de la acción erosiva de miles de años.

La zona en estudio presenta una inclinación considerable hacia el sureste.

1.4 Aspecto económico

La zona en estudio tiene dos grandes actividades económicas, es decir los habitantes de Erquis su actividad económica es la ganadera y la agricultura, sin embargo, debido a la estacionalidad del trabajo agrícola, se ven obligados a buscar diferentes fuentes de trabajo como ser: albañil, industria, cerámica, en el trabajo doméstico en el caso de las mujeres. La actividad agrícola de los pobladores del cantón Erquis está dirigida a la producción de papa, maíz, forraje, hortalizas, durazno, pera y frutilla en su mayoría. La actividad ganadera es escasa en su mayoría, se observa ganado vacuno. Sin embargo los habitantes de la urbanización San Antonio y de acuerdo al estudio realizado por la consultora EOLO S.R.L. de marzo del 2008, se observa que estos habitantes se dedican al comercio en general

(gremiales) 68 % construcción (albañiles, ayudantes y peones) 20 %, transporte urbano (choferes, ayudantes) 10 %, otros 5 %.

Donde esta población de la urbanización San Antonio son económicamente activa, desempeñando esta su actividad en la ciudad de Tarija y la localidad de San Lorenzo.

1.5 Población

La población para el cantón de Erquiz de acuerdo al censo se tiene una población de 303 habitantes y representa a 57 familias campesinas de escasos recursos económicos en su mayoría.

Para la población de la urbanización San Antonio de acuerdo al trabajo realizado por la consultora EOLO.SRL se tiene 425 habitantes, 234 varones y 191 mujeres.

1.6 Servicios Públicos

La urbanización San Antonio no cuenta con ningún servicio básico.

Sinemargo el cantón Erquiz tiene algunos servicios básicos que se presentan en las siguientes tablas:

Tabla 1.1 Censo poblacional por sexo

Nº de vivienda	Nº de varones	Nº de mujeres
57	152	151

Tabla 1.2 Distribución de agua en la zona

Red de distribución	53
Pileta pública	1
Pozo con bomba	1
Vertiente	1
Acequía	1
Total	57

Tabla 1.3 Vivienda que cuenta con baños y desagüe

No tiene baño	8
Cámara séptica	7
Pozo ciego	39
Al aire libre	3
Total	57

Tabla 1.4 Vivienda que cuenta con cuarto para cocina

No se registró	25
Sí	20
No	12
Total	57

Capítulo II

ESTUDIOS DE POBLACIÓN

2.1 Generalidades

Entre los principales factores que determinan las necesidades futuras de una ciudad o localidad ó urbanización, desde el punto de vista sanitario, están su población y su producción industrial; ó cualquier producción económica, en cuanto estas aumentan, crece el consumo de agua potable y consecuentemente aumenta el gasto de aguas servidas.

Desde el punto de vista de los proyectos de servicios básicos, los estudios de población están directamente relacionados con el “plazo de previsión”, que no significa sino el alcance del proyecto o de cada conjunto de obras que se pretende realizar dependiendo de la consideración de numerosos factores entre los que deben ser observados.

- a) La vida útil de las estructuras y equipos, teniéndose en cuenta que, por un lado los elementos a proyectarse quedan fuera de uso o perderán valor por el deterioro físico (depreciación) y, por otro lado, por el progreso de las artes y las ciencias que nos traen máquinas nuevas (obsolescencia)
- b) La facilidad o dificultad de aplicación de las obras.
- c) La tendencia de crecimiento de población.
- d) El comportamiento inicial de las obras, cuando los caudales son inferiores a los utilizados en el dimensionamiento.

2.2 Crecimiento de Población

Los cambios de población ocurren de tres formas

Por nacimiento

Por muertes

Por migración

Los factores que causan estos problemas son infinitamente variables; aunque algunos tienen más importancia que otras, y debido a la complejidad de estos fenómenos relacionados

con el crecimiento de las poblaciones, los valores obtenidos en los cálculos de la población futura debe ser considerados solo como aproximado.

2.3. Estudios Existentes

Son muchos los métodos conocidos para el cálculo de las poblaciones actuales y futuras siendo las más recomendadas por la Norma Boliviana.

a) Método aritmético

$$P_f = P_0 \left(1 + \frac{it}{100}\right) \quad 2.3.1$$

b) Método geométrico

$$P_f = P_0 \left(1 + \frac{i}{100}\right)^t \quad 2.3.2$$

c) Método exponencial

$$P_f = P_0 * e^{\frac{i*t}{100}} \quad 2.3.3$$

d) Curva logística

$$P_f = \frac{L}{1+m*e^{at}} \quad 2.3.4$$

Donde:

P_f Población futura

P_0 Población inicial en habitantes

i Índice de crecimiento poblacional anual en porcentaje

L Valor de saturación de la población

a Coeficiente

Donde:

$$L = \frac{2*P_0*P_1*P_2 - P_1^2(P_0+P_2)}{P_0*P_2 - P_1^2} \quad 2.3.5$$

$$m = \frac{L - P_0}{P_0} \quad 2.3.6$$

$$a = \frac{1}{t_1} \ln \left[\frac{P_0(L - P_1)}{P_1(L - P_0)} \right] \quad 2.3.7$$

Donde:

P_0, P_1, P_2 Poblaciones correspondientes a los tiempos

t_0, t_1 y $t_2 = 2 * t_1$

t_0, t_1, t_2 tiempos intercensales en años correspondientes a la población P_0, P_1, P_2

La Norma Boliviana presenta una tabla para ser aplicada los métodos de acuerdo al tamaño de la población.

Tabla 2.1 Aplicación de los métodos de cálculo para la estimación de la población futura.

Método	Población (habitantes)			
	Hasta 5000	de 5001 a 20000	de 20001 a 100000	Mayores a 100000
Aritmético	x	x		
Geométrico	x	x	x	x
Exponencial	x(2)	x(2)	x(1)	x
Curva logística				x

(1) Optativo, recomendada

(2) Sujeto a justificación

2.4 Cálculo de la Población futura a servir

A continuación, se calcula la población futura por los métodos aritmético y geométrico de acuerdo a recomendaciones de la Norma Boliviana; tomando como población inicial para el cantón Erquiz de 303 habitantes que representa 57 familias y para la urbanización San

Antonio de 425 habitantes para 85 familias (datos del proyecto elaborado por la consultora EOLO SRL) marzo del 2008.

a) Método Aritmético

$$P_f = P_0 \left(1 + \frac{it}{100} \right)$$

para

$$P_f = 303 \left(1 + \frac{1,5 \cdot 20}{100} \right) = 394 \text{ hab.}$$

$P_f = 394$ hab. Población futura cantón Erquiz.

$$P_f = 425 \left(1 + \frac{1,5 \cdot 20}{100} \right) = 553 \text{ hab.}$$

$P_f = 553$ hab. Población futura urbanización San Antonio

b) Método Geométrico

$$P_f = P_0 \left(1 + \frac{i}{100} \right)^t$$

$$P_f = 303 \left(1 + \frac{1,5}{100} \right)^{20} = 408 \text{ hab.}$$

$P_f = 408$ hab población futura cantón Erquiz.

$$P_f = 425 \left(1 + \frac{1,5}{100} \right)^{20} = 572 \text{ hab.}$$

$P_f = 572$ hab. población futura Urbanización San Antonio

Tomaremos las poblaciones futuras calculadas por el método geométrico, en razón que estas zonas tienden a crecer en base a urbanizaciones que aprueba el Plan Regulador de

entidades como ser: SETAR, COSETT, UAJMS, ALCALDÍAS, etc, etc, lo que en síntesis el índice de crecimiento de 1,5 de INE se puede incrementar.

2.5 Cálculo de la densidad

Para el cálculo de la densidad del cantón Erquiz tomamos en cuenta el área total a servir, es decir 18,46 Ha. Con este dato se calcula la densidad inicial y futura

$$D = \frac{\text{Población}}{\text{área}}$$

Donde:

D: es la densidad.

Por lo tanto para una población inicial de 303 habitantes se tiene:

$$D = \frac{303 \text{ hab.}}{18,46 \text{ Ha.}} = 16,41 \frac{\text{hab.}}{\text{Ha.}}$$

Para una población futura de 408 hab.

$$D = \frac{408 \text{ hab.}}{18,46 \text{ Ha.}} = 22 \text{ hab./Ha}$$

Para el cálculo de la densidad inicial y futura de la urbanización San Antonio se tiene:

$$D = \frac{425 \text{ hab.}}{8,88 \text{ Ha}} = 48 \text{ hab./Ha}$$

$$D = \frac{572 \text{ hab.}}{8,88 \text{ Ha}} = 65 \text{ hab./Ha}$$

Capítulo III

BASES DE CÁLCULO PARA LA DETERMINACIÓN DE CAUDALES

3.1 Generalidades

Para determinar las bases de cálculo de caudales se debe dejar establecido que el sistema de alcantarillado, será separado, y no combinado es decir no captar las aguas superficiales de la localidad, esto en razón de los siguientes conceptos.

- a) El sistema existente, en la ciudad de Tarija es separado.
- b) Las aguas residuales o servidas deben ser tratadas, es decir, se empalmará a la red pública de la cooperativa COSAALT, que ya tiene una planta de tratamiento de aguas residuales.
- c) Los colectores no será de diámetros grandes como los que se utilizaría si el sistema es combinado.
- d) La topografía de la comunidad y la presencia de los ríos Erquiz y el río Guadalquivir permiten adecuados y económicos lugares de descarga para las aguas del alcantarillado pluvial.

3.2 Aguas Servidas

Agua residual doméstica es el producto de los desechos de la actividad del hombre. Estas aguas están compuestas en un 99,9 % de agua y un 0,1 % de grasa, restos de comida, orina, heces fecales, jabón, fibra, entre otros. Estas aguas están cargadas por gérmenes patógenos, debido a su composición, lo que las convierte en un líquido agresivo difícil de tratar, se identifica por su color gris pardo y su olor característico, debido a que en la descomposición de la materia orgánica que trae consigo, se genera gases de naturaleza ácida como el metano (CH_4), el anhídrido sulfuroso (CS_2) y el amoniacó (NH_3) que atacan y destruyen las tuberías, sin embargo; al alcantarillado sanitario también pueden descargar establecimientos industriales o finalmente aquellas aguas subterráneas, superficiales y de lluvia que pueden infiltrarse en las tuberías del alcantarillado de aguas servidas.

3.3 Consumo de Agua Potable

Debido a que las aguas residuales de una población son el reflejo del servicio de agua potable, es válido el criterio de aceptar como aguas residuales un porcentaje de la dotación de agua potable.

Para el caso de sistemas nuevos de agua potable con conexiones domiciliarias, la dotación media diaria puede ser obtenida sobre la base de la población y la zona geográfica.

La dotación media diaria se refiere al consumo anual total previsto en un centro poblado y dividido por la población abastecida y el número de días del año. Es el volumen equivalente de agua utilizado por una persona en un día según la Norma Boliviana tenemos la siguiente tabla.

Tabla 3.1. Dotación media l/hab/día

Zona	Población					
	Hasta 500 Hab.	De 500 a 2000 Hab.	De 2000 a 5000 Hab.	De 5000 a 20000 Hab.	De 20000 a 100000 Hab.	Más de 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

Para nuestro diseño se tomará en cuenta que Tarija tiene una población mayor a 100000 habitantes por lo tanto se tomará una dotación media anual de 200 l/háb./día.

3.4 Dotación Futura de Agua

La dotación media diaria puede incrementarse de acuerdo a los factores que afectan el consumo y se justifica por el mayor hábito en el uso de agua y por la disponibilidad de la misma. Por lo que se debe considerar en el proyecto una dotación futura para el periodo de diseño, la misma que debe ser utilizada para la estimación de los caudales de diseño.

Para el cálculo de la dotación futura se debe estimar según la Norma Boliviana un incremento anual entre el 0,5 % y el 2 % de la dotación media diaria, aplicando la siguiente fórmula:

$$D_f = D_0 \left(1 + \frac{d}{100}\right)^t \quad 3.4.1$$

Donde:

- D_f Dotación futura en l/hab/día
- D_0 Dotación inicial en l/hab/día
- d Variación anual de la dotación en porcentaje
- t Número de años de estudio en años

Para nuestro proyecto se tomará los siguientes valores:

$$D_0 = 200 \text{ l/hab/día}$$

$$d = \frac{0,5+2}{2} = 1,25 \%$$

$$t = 25 \text{ años}$$

Por lo tanto la dotación futura es:

$$D_f = 200 \left(1 + \frac{1,25}{100}\right)^{25} = 272,8 \text{ l/hab/día}$$

Asumo una dotación futura de:

$$D_f = 270 \text{ l/hab/día}$$

3.4.1 Coeficiente de Recuperación

En general la cantidad de aguas servidas, está en función del abastecimiento de agua potable, del volumen del agua dotado a la ciudad debe reducirse, la cantidad de agua que no llega a la alcantarilla, como ser el agua utilizada en el lavado de autos, la cantidad de agua destinada al riego de jardines, etc.

Los coeficientes de recuperación pueden variar entre 0,70 y 1,30; teniéndose en cuenta los tipos de abastecimiento de la ciudad (públicos y particulares)

Fair y Geyer para las conducciones Norteamericanas indican 0,6 a 0,7; en Brasil por su parte utiliza comúnmente, coeficiente de 0,75 a 0,85.

Para la ciudad de Oruro utilizan 0,70.

Para la ciudad de Tarija, en el proyecto del alcantarillado sanitario se utiliza un coeficiente de recuperación de 0,80.

3.4.2 Infiltración

En alcantarillas es inevitable la infiltración de aguas subterráneas, principalmente freático, a través de las fisuras en los colectores, juntas mal ejecutados y en la unión de los colectores con las cámaras de inspección y en las mismas cámaras por las tapas de las mismas, prácticamente durante el estiaje las aguas recibidas en el alcantarillado se debe a las pérdidas de la red de distribución, y en época de lluvias la infiltración estará fuertemente influenciada por el nivel freático. En definitiva la cantidad de agua infiltrada depende de las características del suelo (permeabilidad), del nivel freático y del estado de los conductos y la estructura de las cámaras de inspección.

Cuando no se tiene previsto la implementación de un sistema de alcantarillado pluvial a corto plazo o mediano plazo, es necesario considerar un mayor aporte de aguas pluviales, desde patios interiores debido a las características especiales de la población, para este propósito se adopta un valor máximo de 2 l/s/Ha.

Según el manual para el cálculo diseño y proyecto de redes de alcantarillado Ing. Waldo Peñaranda se tiene los siguientes valores, que acepta la Norma Boliviana.

Tabla 3.2 Valores de infiltración en tubos Qi (l/s/m)

	Tubo cemento	Tubo arcilla	Tubo de arcilla vitrificada	Tubo PVC
Unión con	Cemento goma	Cemento goma	Cemento goma	Cemento goma
N. freático bajo	0,0005 0,0002	0,0005 0,0001	0,0002 0,0001	0,0001 0,00005
N. freático alto	0,0008 0,0002	0,0007 0,0001	0,0003 0,0001	0,00015 0,0005

3.4.3 Variación de Caudal

Considerando las variaciones del caudal es necesario indicar, que estas, están en función de los mismos factores que presiden las variaciones del caudal de abastecimiento de agua potable, aunque las variaciones del caudal de aguas servidas son menores que las correspondientes variaciones del consumo de agua, debido a diversas razones.

- Una parte del agua destinada al consumo de la población no es recibida en la red de alcantarillado.
- La infiltración a lo largo de los colectores atenúa la variación
- El efecto de escurrimiento a lo largo de los conductos libres, regulariza los caudales, disminuyendo los máximos y elevando los mínimos.
- Algunos autores que hicieron estudios sobre este problema proponen utilizar expresiones relacionando el caudal máximo y el caudal medio, por ejemplo.

Babbitt – Buman	$\frac{5}{P^{0,167}}$	3.4.3.1
Fair – Geyer	$\frac{18+P^{\frac{1}{2}}}{4+P^{\frac{1}{2}}}$	3.4.3.2
Flores	$\frac{7}{p^{0,1}}$	3.4.3.3
Harmon	$1 + \frac{14}{4+P^{\frac{1}{2}}}$	3.4.3.4

Expresiones en las que presenta la población en miles de habitantes.

La experiencia Brasileira que es recomendable para América Latina, según la norma Boliviana deduce que el valor de M de la multiplicación de los coeficientes k_1 de máximo caudal diario y k_2 máximo horario.

- **Consumo máximo diario (k_1):** Durante estos periodos se registró un día de consumo máximo, lo cual debió ser satisfecho por el acueducto. Al extender estas variaciones a todo un año, podemos determinar el día más crítico (máxima demanda) que debe necesariamente ser satisfecho, ya que de lo contrario originaría situaciones deficitarias para el sistema; esto corresponde a la definición dada para el consumo máximo diario. Este valor, relacionado con el consumo medio, a permitido establecer constantes de diseño, apoyado en diferentes investigaciones hechas, señala cifras para el consumo

máximo diario del orden de: 120 % a 150 % del consumo medio, según la Norma Boliviana.

Otras estadísticas e investigaciones realizadas revelan los valores de k_1 que se señalan en el siguiente cuadro:

Tabla 3.3
Valores del factor K_1 para diversos países

País	Autor	K_1
Alemania	Hutler	1.6 – 2.0
Brasil	Azevedo Neto	1.2 – 1.5
España	Lazaro Urrea	1.5
Estados Unidos	Fair & Geyer	1.5 – 2.0
Francia	Devaube – Imbeaus	1.5
Inglaterra	Gourlex	1.2 – 1.4
Italia	Galizio	1.5 – 1.6
Venezuela	Rivas Mijares	1.2 – 1.5
Bolivia	Norma Boliviana	1.2 – 1.5

Por lo anterior

$$Q_{\text{max diaria}} = K_1 Q_m \quad 3.4.3.5$$

Donde

K_1 = factor del $Q_{\text{max diario}}$

Q_m = consumo medio en l/s

Donde el consumo medio es

$$Q_m = \frac{\text{dotación} \times \text{población}}{86400} \quad (3.4.3.6)$$

- **Consumo máximo horario (k_2):** El valor máximo tomado hora a hora representará la hora de máximo consumo de ese día. Si por definición, tomamos la curva correspondiente al día de máximo consumo, esta hora representará el consumo máximo horario, el cual puede ser relacionado respecto al consumo medio (Q_m) mediante la expresión:

$$Q_{maxh} = k_2 Q_{maxd} \quad 3.4.3.7$$

La Norma Boliviana asume este coeficiente k_2 en función al número de habitantes

Tabla 3.4 Valores de k_2 en función a la población

Tamaño de la población	Coficiente k_2
Hasta 2000 habitantes	2,2
De 2000 a 10000 habitantes	2,0
De 10000 a 100000 habitantes	1,8
De 100000 habitantes adelante	1,5

Para el presente proyecto se asumirá el valor de $k_2 = 1,5$ en razón de que Tarija tiene una población mayor a 100000 habitantes.

3.4.4 Coeficiente de Aguas Servidas

Los coeficientes para el cálculo de las redes de alcantarillado son usualmente referidos a la unidad de longitud de los colectores y a la unidad de área privada.

El coeficiente de contribución referido a la unidad de longitud es calculado por las expresiones:

$$q = C \frac{q k p}{86400 L} \quad 3.4.4.1$$

Donde:

- C Coeficiente de recuperación
- q dotación de agua potable en l/hab/día
- k coeficiente del producto k_1 por k_2
- p Población a servir

L longitud de la red de alcantarillado m

El coeficiente unitario de contribución referido a la unidad de superficie puede ser calculado por las siguientes expresiones:

$$q = C \frac{q k p}{86400 A} \quad 3.4.4.2$$

Donde:

A es el área a servir.

Capítulo IV

MÉTODO CONVENCIONAL

4.1 Generalidades

Como ya se indicó anteriormente las aguas residuales o servidas contienen aproximadamente un 99,9 % de agua y un 0,1 % de sustancias minerales y orgánicas en disolución o suspensión lo que determina un peso específico ligeramente superior al del agua, 1001 kg/m^3

Esta pequeña diferencia, permite aplicar al escurrimiento de aguas servidas, las mismas leyes y principios que presiden el movimiento del agua en conductos libres.

Hidráulicamente la colección de agua difiere de la distribución de aguas en tres aspectos fundamentales.

- Las canalizaciones de un sistema de alcantarillado, son calculados como conductos libres, con excepción de las instalaciones de bombeo y los sifones invertidos que trabajan a presión.
- Considerando que cada conexión domiciliaria, lanza su afluente a medida que los artefactos sanitarios van recibiendo los desechos correspondientes a las aguas ya utilizadas, el escurrimiento en los colectores es inestable y frecuentemente no uniforme.
- Las aguas servidas por su composición transportan materiales flotantes, suspendidos y solubles

En estas condiciones el escurrimiento satisface las dos ecuaciones generales

La ecuación de Bernoulli

$$Z_A + \frac{v_A^2}{2g} = Z_B + \frac{v_B^2}{2g} + h \quad 4.1.1$$

Siendo h la pérdida de carga entre A y B

Y la ecuación de continuidad

$$Q = V_A A_A = V_B A_B \quad 4.1.2$$

4.2 Fórmulas Hidráulicas

Sin embargo de todo lo anotado anteriormente, el escurrimiento en un conducto es admitido en régimen permanente y uniforme, despreciándose en el cálculo en cada tramo las variaciones de caudal producidas por la contribución líquida recibida en el mismo tramo.

Las normas de las autoridades sanitarias de diferentes países, recomienda que la velocidad media se calcule con la fórmula de Chezy cuando el flujo es constante y uniforme.

$$V = C\sqrt{RS}$$

Donde:

V es la velocidad media en m/s

R el radio hidráulico en m

S pendiente de fondo

C es un coeficiente que varía con R y S y la rugosidad de las paredes

Manning dio a C un valor en función de n y R así:

$$C = \frac{1}{n} R^{\frac{1}{6}}$$

Que al introducir en la fórmula de Chezy da

$$V = C\sqrt{RS} = \frac{1}{n} R^{\frac{1}{6}} R^{\frac{1}{2}} S^{\frac{1}{2}} = \frac{1}{n} R^{\frac{2}{3}} S^{\frac{1}{2}}$$

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

Que es la fórmula que recomienda la norma Boliviana para calcular las velocidades.

Cuando las tuberías trabajan a tubo lleno se utiliza las siguientes fórmulas para calcular la velocidad y el caudal.

$$V = \frac{1}{n} R^{\frac{2}{3}} S^{\frac{1}{2}} \quad 4.2.1$$

Por la ecuación del caudal y el radio hidráulica

$$Q = V A \quad 4.2.2$$

$$R = \frac{D}{4} \quad 4.2.3$$

$$Q = V A = \frac{1}{n} \left(\frac{D}{4} \right)^{\frac{2}{3}} S^{\frac{1}{2}} \frac{\pi}{4} D^2$$

$$Q = \frac{0,31168}{n} D^{\frac{8}{3}} S^{\frac{1}{2}} \quad 4.2.4$$

Donde:

Q caudal en m^3/s

D diámetro del tubo m

S coeficiente de rugosidad

La norma Boliviana también presenta algunas otras fórmulas para determinar el valor de C

Por ejemplo

Ganguiller y Kutter

$$C = \frac{41,6 + \frac{0,00281}{S} + \frac{1,811}{n}}{S + \frac{\left(41,6 + \frac{0,00281}{S}\right)^n}{\sqrt{R}}} \quad 4.2.5$$

Bazin da:

$$C = \frac{87}{0,552 + \frac{m}{\sqrt{R}}} \quad 4.2.6$$

Donde:

m coeficiente de rugosidad de BAZIN

4.3 Criterio de Proyecto

En este trabajo se presentan dos criterios de proyecto es decir el sistema condominial que últimamente se está aplicando este método en el departamento de Santa Cruz ya que todo el sistema de alcantarillado de la localidad de Montero fue diseñado con este criterio actualmente en la ciudad de Santa Cruz se emplea este criterio en urbanizaciones nuevas, sin embargo para este trabajo se empleará también el método convencional, para luego realizar una comparación técnica y económica.

4.3.1 Diámetro Mínimo

El diámetro mínimo de las tuberías de un sistema de alcantarillado sanitario, depende de las condiciones locales, porque se encuentra en directa relación con los consumos específicos de agua potable.

Algunos países y/o ciudades utilizan todavía 200 mm como diámetro mínimo, cuando algunos investigadores ya en la instalación de 100 mm en tramos iniciales, en función de los avances tecnológicos logrados en la fabricación de tuberías, utilizando materiales que, como el plástico y la fibra de vidrio permiten reducir el coeficiente de rugosidad; considerando también el tamaño y las características socioeconómicas de las ciudades o localidades; sin embargo la norma boliviana que para seleccionar el diámetro debe ser tal que su capacidad a caudal máximo permita al agua escurrir sin presión interior y con un tirante mínimo para caudal mínimo, que logre transportar las partículas sólidas en suspensión, pudiendo como mínimo alcanzar ese tirante a $0,20 D$ En casos excepcionales se podrá adoptar $0,15 D$, si la velocidad real del agua supera los $0,6 \text{ m/s}$.

4.3.2 Altura de lámina de agua

Existe una diversidad de criterios en cuanto se refiere a la altura mínima de la lámina de agua en conductos de alcantarillado; en general se indican valores entre $0,02 - 0,05 \text{ m}$.

Tradicionalmente los colectores secundarios de alcantarillado son dimensionados para funcionar como máximo o media sección en las horas de mayor caudal, considerándose la media sección destinada a

- Ventilar los colectores

- Construir un margen de seguridad para flujos excepcionales o imprevisibles (factor de ignorancia) usualmente, para conductos circulares, se recomienda que la altura de lámina de agua, no debe sobrepasar los siguientes límites.
- Para colectores $\frac{1}{2}$ de diámetro
- Para interceptores $\frac{2}{3}$ de diámetro
- Para emisores $\frac{3}{4}$ de diámetro

El siguiente cuadro da una indicación sobre el aumento de capacidad de los colectores a medida que se eleva el porcentaje de ocupación

Tabla 4.1 Capacidad de los colectores
Cantidad en l/s

Diámetro mm	S m/m	50 %	67 %	75 %	100 %
150	0,0070	5,60	8,96	10,48	11,20
200	0,0040	9,45	15,08	17,62	19,90
250	0,0035	16,44	26,18	30,56	32,88
300	0,0025	22,98	36,54	42,64	45,96
350	0,0020	31,41	49,88	58,19	62,82

Se observa que, si se aprovecha $\frac{2}{3}$ de la altura de la sección, en lugar de la mitad, se aumenta la capacidad de escurrimiento aproximadamente en un 60 % y que la elevación a $\frac{3}{4}$ proporcionaría la capacidad de escurrimiento aproximadamente en un 17 % más.

Para este proyecto utilizando el método convencional, se dimensionará los colectores utilizando como límite para la altura de la lámina líquida del 67 % y pudiendo incrementar este valor hasta un 80 % para interceptor y emisor la capacidad máxima.

4.3.3 Profundidad mínima y profundidad más conveniente

La norma boliviana establece que la profundidad a la que se instale la tubería puede ser:

a) Profundidad mínima

- La profundidad mínima está regida en dos factores: el colchón mínimo para evitar rupturas de tuberías ocasionadas por cargas vivas debe ser 1 m para diámetros iguales o menores 450 mm. Para diámetros mayores en cambio este colchón, será determinado mediante cálculos de la seguridad estructural de la tubería.

- Permitir la correcta conexión de las descargas domiciliarias al alcantarillado municipal, en el entendido de que ese albañal exterior tendrá como mínimo una pendiente geométrica de 1 % y que la cámara de inspección interior más inmediata al paramento del predio tenga una profundidad mínima de 0,90 m.

b) Profundidad máxima

La profundidad máxima será aquella que no ofrezca dificultades constructivas mayores de acuerdo con la cohesión del terreno en que quedará alojado el conducto y que no obligue al tendido de alcantarillas auxiliares.

La profundidad máxima admisible será de 6,0 m.

4.3.4. Velocidad de Escurrimiento

a) Velocidad mínima: Si el agua residual fluye por las alcantarillas a baja velocidad, durante periodos prolongados de tiempo, se producirá una precipitación de los sólidos de estos. Al diseñarse una alcantarilla, deberá procurarse que haya velocidad suficiente durante bastantes horas del día, de manera que los sólidos depositados en un periodo de bajas velocidades, sean arrastradas. En tal sentido, se recomienda en relación con las velocidades mínimas que:

- Cuando la circulación del flujo se produzca a sección llena y parcialmente llena; se debe proyectar alcantarillas con pendientes tales que aseguren una velocidad mínima de 0,6 m/s.

- Cuando el tirante de circulación sea inferior a la mitad de la altura de la alcantarilla ($y < 0,5 D$) y la velocidad sea menor 0,6 m/s, en estos casos deberá comprobarse el cumplimiento de la fuerza tractiva mínima ($\tau \geq 0,10 \text{ kg/m}^2$).

- Cuando el tirante sea mayor a la mitad de la altura ($y > 0,5 D$) y la velocidad supere los 0,6 m/s, se deberá comprobar que la velocidad no sea superior a los 5 m/s.

b) Velocidad máxima: La máxima velocidad admisible en las redes de alcantarillado según la norma boliviana es de 5 m/s

4.3.5 Pendiente de colectores

Los tramos de la red donde la pendiente es mínima, deben ser verificados con el criterio de la tensión tractiva o tensión tangencial de arrastre. La condición de autolimpieza de los colectores debe ser suficiente para crear una fuerza tractiva mínima ($\tau = 0,15 \text{ kg/m}^2$)

La pendiente máxima admisible es aquella para la cual se tenga $V_f = 5 \text{ m/s}$.

Cuando la $V_f = 5 \text{ m/s}$ es superior a la velocidad crítica V_c la altura máxima de la lámina líquida admisible debe ser 50 % del diámetro del colector, asegurando la ventilación del tramo, la velocidad crítica es definida por:

$$V_c = 6(gR_h)^{0,5} \quad 4.3.5.1$$

Donde:

g : aceleración de la gravedad

0,75 D para colectores primarios y secundarios

0,50 D para interceptores y emisarios

4.3.6 El caudal mínimo de escurrimiento

El valor que se acepta como límite inferior del menor gasto probable para cualquier tramo de alcantarilla es de 2 l/s, ya que existe la probabilidad de que por lo menos un inodoro esté funcionando, puesto que el tanque de almacenamiento del inodoro es de 10 litros y se descarga en 5 segundos.

4.3.7 Longitud de tramos

La longitud de los tramos no debe ser superior a los 120 metros para poder hacer la operación y el mantenimiento, sin embargo estas longitudes pueden variar ya que las

cámaras se utilizan para cambios de dirección sin embargo estará sujeto a los equipos de limpieza previstos o disponibles pero en ningún caso será mayor a 150 metros para tuberías de hasta 12 pulgadas de diámetro.

4.3.8 Tubos de caída

Para desniveles superiores a 0,75 m serán instaladas tuberías de caída que unen el colector con el fondo de la cámara mediante un codo de 90 grados.

El colector debe ser prolongado a la pared de la cámara de inspección, después de ejecutada la caída de forma de permitir la existencia de una ventana para una desobstrucción eventual.

4.3.9 Caída en Cámara

Significa la caída o pérdida en una cámara que según normas indican lo siguiente:

- Si la pendiente es menor o igual a 0,6 % se toma una caída de cota en la cámara de un cm.
- Si es mayor que el 0,6 % y menor o igual a 1,5 % la caída de cota en la cámara de 2 cm.
- Si es mayor que 1,5 % la caída será la que establezca la pendiente.
- Para los proyectos que se diseñan y ejecutan en nuestro departamento se toma una caída de cámara de 2 cm.

Capítulo V
CRITERIOS DE DISEÑO DE REDES DE ALCANTARILLADO
SISTEMA CONDOMINIAL

5.1 Fórmulas para diseño

La técnica de cálculo admite el escurrimiento en régimen permanente y uniforme, en el cual el caudal y la velocidad promedio permanecen constantes a lo largo de la corriente.

Fórmula de Manning

$$V = \frac{1}{n} R^{\frac{2}{3}} S^{\frac{1}{2}} \quad 5.1.1$$

Donde:

V : velocidad (m/s)

n : coeficiente de rugosidad (adimensional)

R : radio hidráulico (m)

S : pendiente (m/m)

Para tuberías con sección llena:

Velocidad a tubo lleno:

$$V = \frac{0,397}{n} D^{\frac{2}{3}} S^{\frac{1}{2}} \quad 5.1.2$$

Continuidad:

$$Q = VA \quad 5.1.3$$

Donde:

Q : caudal (m³/1)

A : área de la sección circular (m²)

Caudal tubo lleno:

$$Q = \frac{0,312}{n} D^{\frac{8}{3}} S^{\frac{1}{2}} \quad 5.1.4$$

Para tuberías con sección parcialmente llena:

El ángulo central θ° (en grado sexagesimal)

$$\theta = 2 \arccos \left[\frac{d - 2y}{d} \right] \quad 5.1.5$$

Radio hidráulico

$$R = \frac{d}{4} \left[1 - \frac{\text{sen } \theta}{\theta r} \right] \quad 5.1.6$$

Velocidad

$$V = 0.397 \frac{d^{\frac{2}{3}} S^{\frac{1}{2}}}{n} \left(1 - \frac{\text{sen } \theta}{\theta r} \right)^{\frac{2}{3}} \quad 5.1.7$$

Caudal

$$Q = \frac{S^{\frac{1}{2}} d^{\frac{8}{3}} (\theta r - \text{sen } \theta)^{\frac{5}{3}}}{n \cdot 20.158736 \theta r^{\frac{2}{3}}} \quad 5.1.8$$

5.2 Criterio de la tensión tractiva

Las tuberías del sistema de alcantarillado deberán cumplir la condición de autolimpieza para limitar la sedimentación de arena. La eliminación continua de sedimentos de los colectores es costosa y, en caso de falta de mantenimiento, se pueden generar problemas de obstrucción y taponamiento.

Por lo tanto, es aconsejable utilizar pendientes que den lugar a velocidades autolimpiantes en condiciones críticas de flujo (bajo caudal y tirante). 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.

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

$$\tau = \gamma g R S \quad 5.1.9$$

Donde:

τ : tensión de arrastre, en pascal (Pa)

γ : densidad del agua = 1000 (kg/m^3)

g : aceleración de la gravedad = $9,81m/s^2$

R : radio hidráulico (m)

S : pendiente de la tubería (m/m)

La pendiente del colector será calculada con el criterio de la tensión tractiva, según la siguiente expresión:

Pendiente para tuberías con sección llena:

$$S = \frac{\tau}{\gamma g R} \quad 5.1.10$$

Pendiente para tuberías para sección parcialmente llena:

$$S = \frac{\tau}{\frac{d}{4} \gamma \left(1 - \frac{\text{sen } \theta}{\theta r}\right)} \quad 5.1.11$$

5.2.1 Tensión tractiva mínima

La tensión tractiva mínima para el cálculo de la pendiente será

$$\tau = 1Pa$$

En los tramos iniciales, la verificación de la tensión tractiva mínima no podrá ser inferior a 0,60 Pa.

Pendiente mínima

La pendiente del colector será determinada para garantizar la condición de autolimpieza desde la etapa inicial del proyecto, de acuerdo con la siguiente relación de caudales:

$$\frac{Q_{mi}}{Q_u} = 0,10 \text{ a } 0,15 \text{ (10 \% a 15 \%)}$$

Donde:

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

Q_u : Capacidad de la tubería para conducir el caudal de diseño (Q_d), (sección llena)

Otras relaciones de caudal deberían ser justificadas con información correspondiente a caudales de aporte presente y sus proyecciones.

5.3 Pendiente mínima admisible

La pendiente mínima admisible será determinada para las condiciones de flujo, establecidas en el numeral 3,3; para una tensión tractiva media de 1 Pa.

5.3.1 Relación de caudal

$$\frac{Q_p}{Q_u} = 0,15 \quad \ddot{U} \frac{h}{D} = 0,2618$$

(de las propiedades hidráulicas de la sección circular).

El ángulo central (grado sexagesimal):

$$\theta = 2\arccos \left[\frac{d - 2y}{d} \right]$$

Radio hidráulico:

$$R_p = 0,1525 D$$

Pendiente mínima:

$$S_{min} = \frac{t_{min}}{\gamma g R_p} = \frac{t_{min}}{\gamma g 0,1525 D} \text{ (m/m)}$$

Utilizando las ecuaciones anteriores, se presentan en el cuadro 6, las pendientes mínimas admisibles para diferentes diámetros y los valores de velocidad y caudal a sección llena.

De acuerdo con las características topográficas de la zona del proyecto, los colectores deben ser dimensionados con la pendiente natural. Sin embargo, las pendientes no serán 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 5.1 Pendiente mínima en colectores de alcantarillado sanitario ($Q_{mi} / Q_{ll} = 0,15$)

Diámetro M	Pendiente mínima S_{min} (miles) 0/00	Sección llena	
		Velocidad m/s	Caudal 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

Las pendientes fueron obtenidas para los siguientes valores:

$$t_{min} = 1 p_a \quad \gamma = 1000 \text{ kg/m}^3$$

$$g = 9,81 \text{ m/s}^2 \quad n = 0,013$$

5.3.2 Pendiente mínima admisible para diferentes relaciones de caudal

Se podrán establecer otras relaciones de caudal presente y futuro, de acuerdo con las condiciones locales (caudales de aporte). En este caso, la pendiente mínima será obtenida de la tabla 5.2.

Tabla 5.2 Pendiente mínima para diferentes relaciones de caudal

Criterios de diseño				Pendiente mínima	Flujo a sección llena	
Q/Q _{II}	h/D	R/D	τ (Pa)	S _{min} (miles)	V _{II} (m/s)	Q _{II} (m ³ /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}

5.4 Coeficiente de rugosidad

El coeficiente de rugosidad “n” de la fórmula de Manning será de 0,013 en alcantarillas sanitarias, para tuberías de cualquier tipo de material.

5.5 Diámetro mínimo

El diámetro mínimo de los colectores de alcantarillado sanitario, de acuerdo con las experiencias en Bolivia y Brasil, puede ser de 100 mm (4”). Este valor para el diámetro es suficiente para transportar caudales principalmente en los arranques. El colector puede ser instalado con una pendiente mínima, sugerida en el párrafo anterior.

5.6 Profundidad de instalación

La profundidad mínima de instalación de una tubería será definida en función de los siguientes aspectos:

Tabla 5.3 Profundidad del recubrimiento – Tubería de PVC

Ubicación del colector	Recubrimiento mínimo (m)
Red principal por la calzada de la vía pública	0,85
Red principal por las áreas verdes / jardines	0,55
Ramales por el fondo, por las aceras	0,35 – 0,45
Ramales por el fondo, por medio de lotes	0,30

Tabla 5.4 Anchos de zanja recomendados (Diámetro 100 y 150)

Redes / ramales	Profundidad de zanja (m)	Ancho de zanja (m)
Redes principales	0,85 – 1,30	0,55 – 0,60
	Mayor a 1,30	0,65
Ramales condominiales	0,45 – 0,60	0,35
	0,60 – 1,20	0,60

5.6.1 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, considerando que los esfuerzos a los que está sometida dependen de las características del suelo, cargas de relleno y vehicular, tipo de material de la tubería, cama de asiento, ubicación y trazado en el terreno. El cálculo estructural deberá cumplir con las recomendaciones de las normas técnicas vigentes, de acuerdo al material empleado.

Se podrán utilizar diferentes tipos de materiales para tuberías y accesorios, siempre que cuenten con la certificación normativa del organismo competente autorizado en el país.

Usualmente, en el sistema condominial de alcantarillado sanitario, la red pública o principal se localiza por el 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.

La tabla 5.3 puede orientar al proyectista sobre la profundidad del recubrimiento.

5.6.2 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 para instalaciones domiciliarias en Bolivia, establece una pendiente mínima del 2 % desde la cámara de inspección domiciliaria hasta la tubería de recolección).

5.7 Dimensiones del ancho de zanja

Las dimensiones del ancho de zanja deberán permitir suficiente comodidad al obrero para realizar las actividades de tendido de la tubería.

En el cuadro 9, se presentan anchos recomendados en función de la profundidad.

En general, debido a las profundidades mínimas de instalación de redes y ramales del sistema condominial, no se requiere el entubado de zanjas. Sin embargo, el proyectista deberá tomar las previsiones correspondientes e incrementar el ancho de zanja de acuerdo con las características del terreno y la presencia de nivel freático.

Capítulo VI

DISEÑO GEOMÉTRICO – TRAZADO DE REDES

6.1 Red pública

La red pública es el conjunto de tuberías que reciben las aguas residuales de ramales convencionales o condominiales o conexiones domiciliarias.

Para el trazado de las redes públicas, el proyectista deberá disponer de:

- Un plano del área del proyecto urbanizada a escala de 1:1000 o de 1:2000, resultado del levantamiento topográfico, con curvas de nivel cada metro y el detalle de manzanos, calles, avenidas, canales, cursos naturales de agua, puentes vehiculares, peatonales, cámaras del sistema de alcantarillado existente, posibles puntos de bombeo, tratamiento y descarga de las aguas residuales.
- Cotas del nivel del terreno en todas las intersecciones de calle (cruce) y puntos de interés, debidamente referenciados.

El trazado de las redes públicas se realizará a partir de los puntos de cota más elevada (arranque) hacia el punto de cota más baja (descarga) y siguiendo el drenaje natural del terreno. El proyectista deberá analizar las alternativas de trazado para obtener la menor extensión de red y conectar todos los manzanos.

La red pública puede ser ubicada en el centro de calle o avenida. Sin embargo, de preferencia será ubicada en las áreas más protegidas del tránsito vehicular, utilizando siempre que sea posible las aceras, los parques y los jardines existentes.

La opción de trazado seleccionada se indica en las figuras siguientes:

6.1.1 Trazado de red condominial

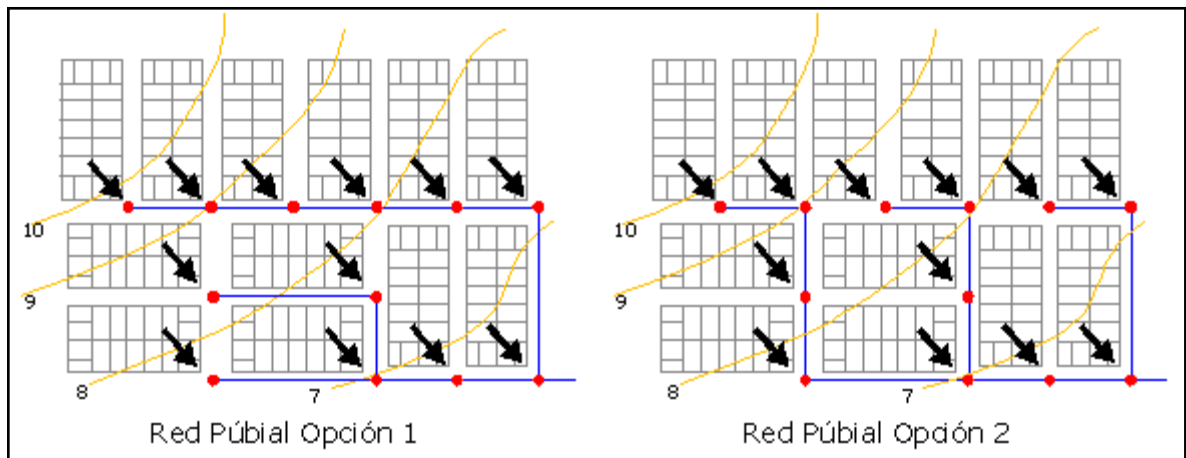


Fig. 6.1

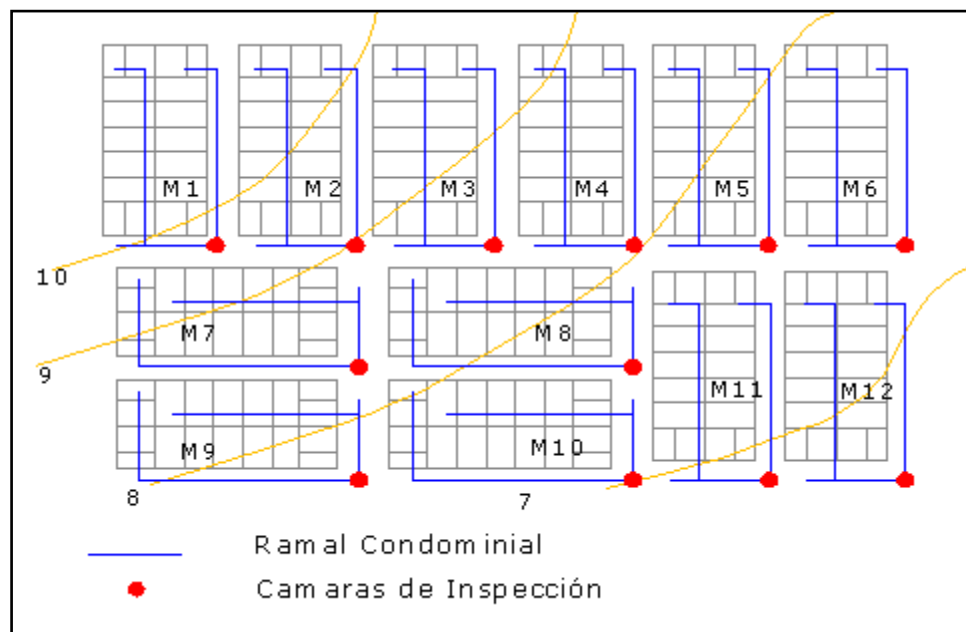


Fig. 6.2

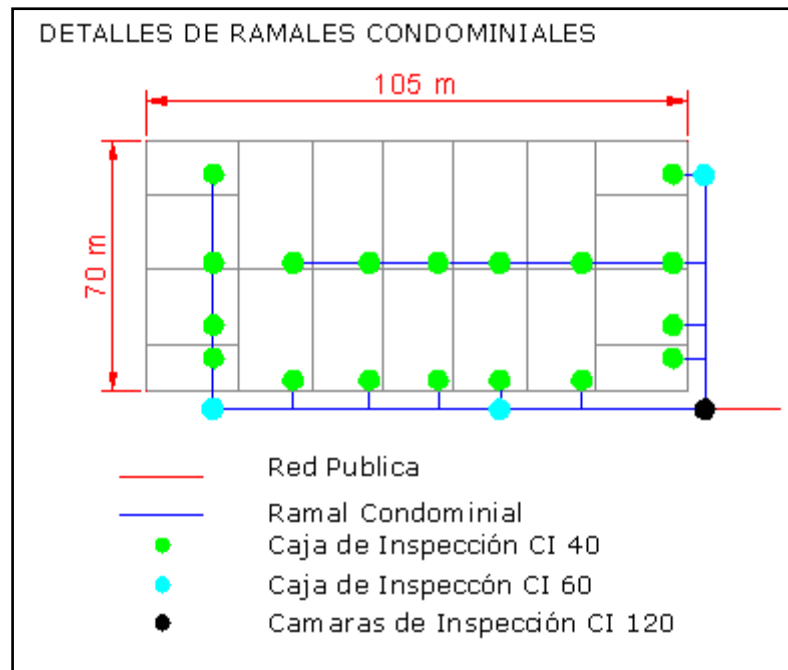


Fig. 6.3

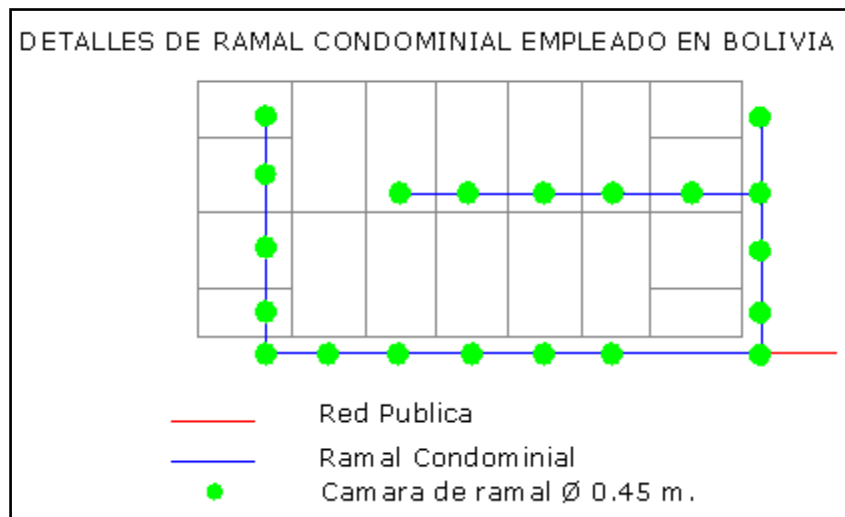


Fig. 6.4

6.1.2 Trazado de red convencional

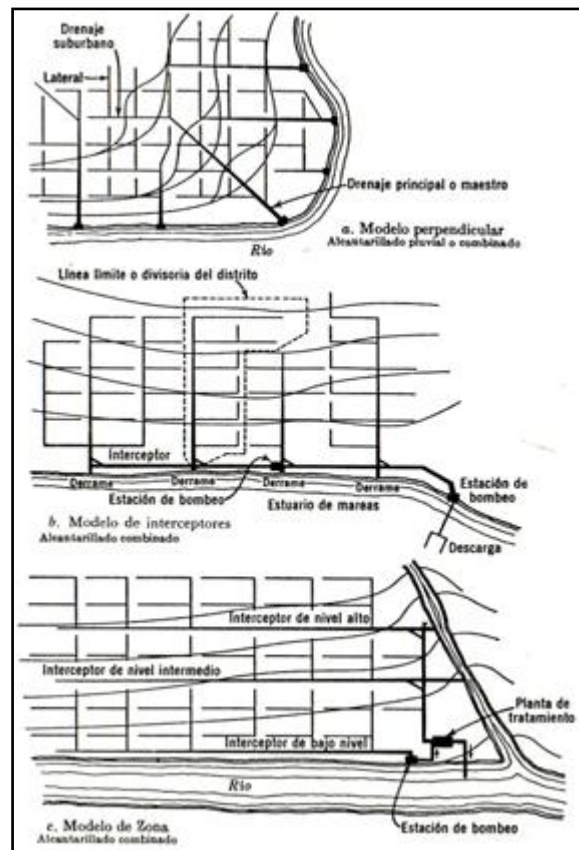


Fig. 6.5

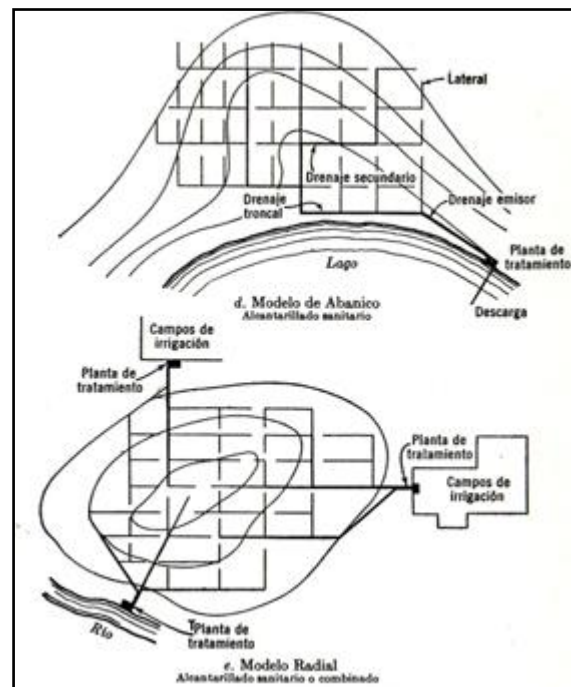


Fig. 6.6

La información sobre cada tramo será incorporada en la planilla de cálculo hidráulico (ver modelo en el ejemplo de cálculo), con la siguiente información básica:

- Número de cámara inicial
- Número de cámara final
- Número de tramo
- Cota de terreno inicial.
- Cota de terreno final.
- Longitud.

6.2 Ramal condominial

El ramal condominial es la tubería que recolecta aguas residuales de un conjunto de edificaciones con descarga a la red pública en un punto.

Según el drenaje natural del terreno, el proyectista definirá la ubicación más probable del ramal condominial que atenderá cada manzano, conectando todas las edificaciones hasta un punto de la red pública.

Según la topografía y el trazado urbano un manzano podrá tener más de un ramal condominial.

La información de cada ramal será incorporada en una tabla, con la siguiente información básica:

- Número de manzano
- Número de ramales
- Longitud prevista para cada ramal
- Número de conexiones en cada ramal.
- Número de habitantes atendidos por ramal.
- Número y tipo de cámaras de inspección.

Para calcular la población atendida por cada ramal, se debe tomar en cuenta que cada lote significa una conexión y puede estar habitado por más de una familia. Una vez registrados todos los manzanos, se determinará la longitud total de los ramales condominiales y la población total del área beneficiada.

En la cuantificación de otros tipos de ocupación, no residenciales, se debe proceder de la misma manera, considerando la población correspondiente a cada ocupación no residencial.

En estos casos, se puede calcular directamente el caudal de contribución de cada ocupación, sin que sea necesario el cálculo total de la población.

La red convencional se diseña generalmente por el eje de la calzada y con una cámara en el inicio de la red o arranque de una profundidad mínima de 1,50 m y el diámetro mínimo que establece la Norma Boliviana es de 150 mm.

6.3 Cámaras de inspección

Las cámaras de inspección que se construirán para este proyecto son las siguientes: cámara tipo A para el método condominial y cámara tipo B para el método convencional.

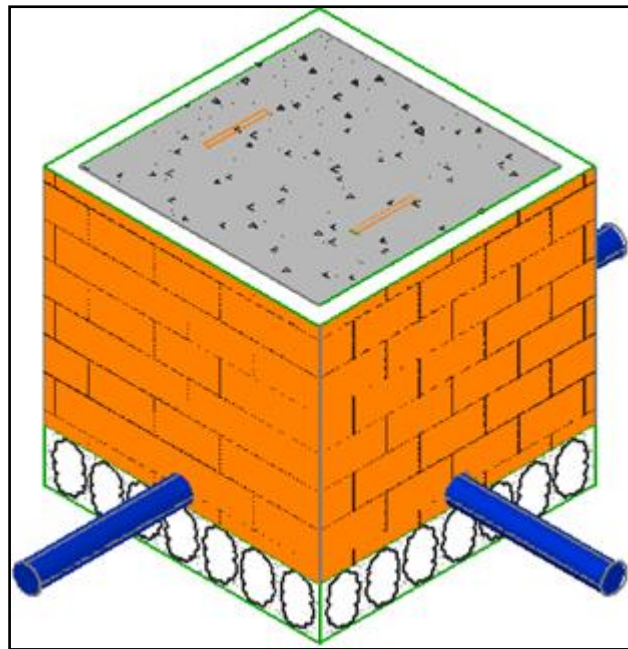


Fig. 6.7

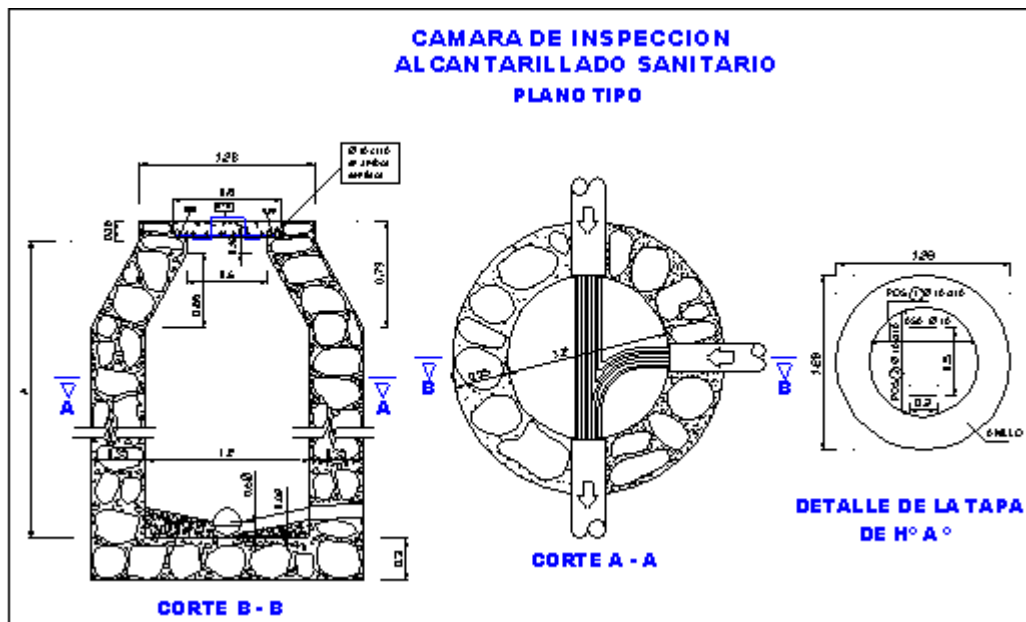


Fig. 6.8

6.4 Conexiones de ramal condominial

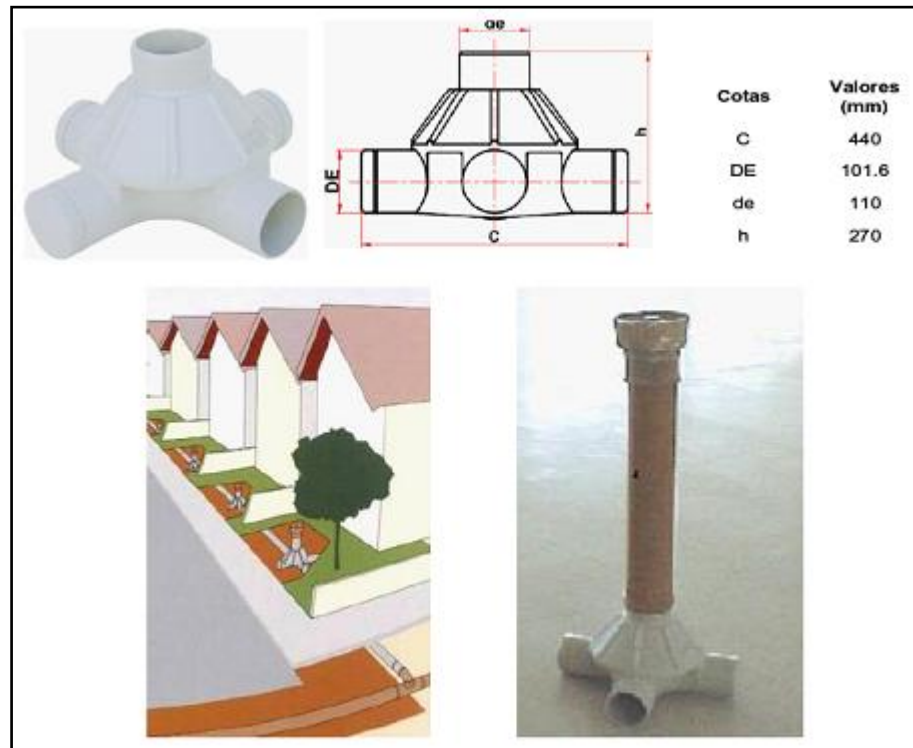


Fig. 6.9

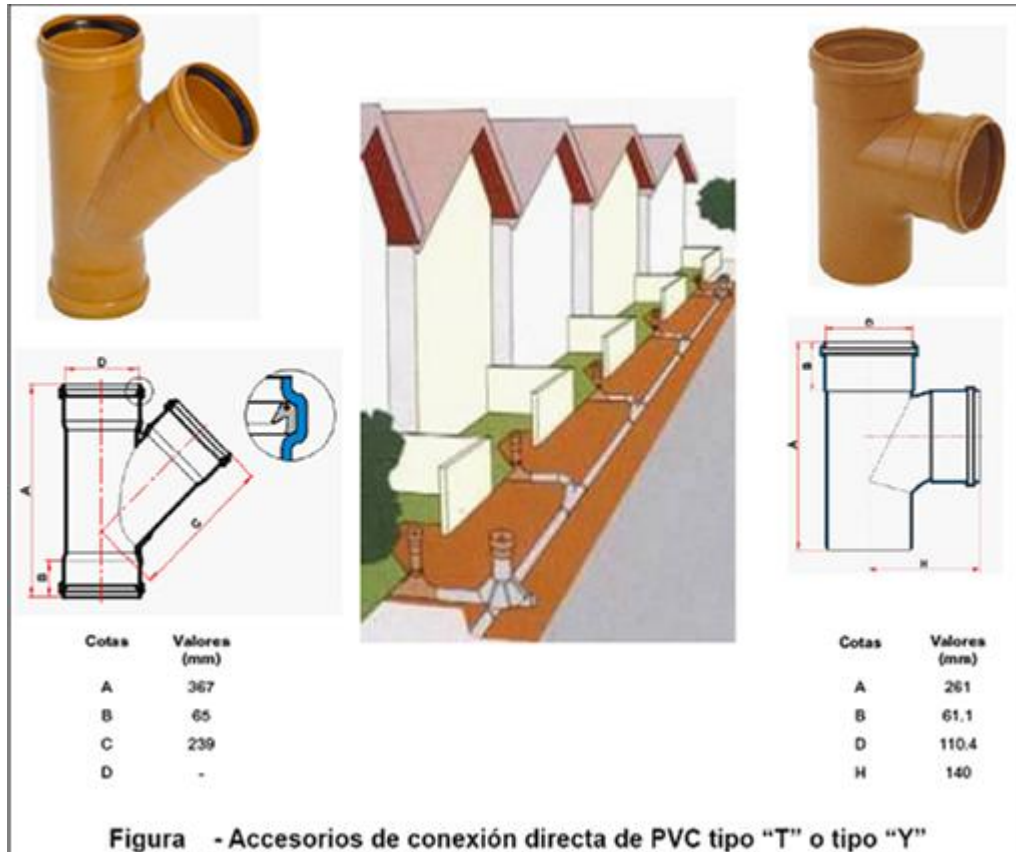


Fig. 6.10

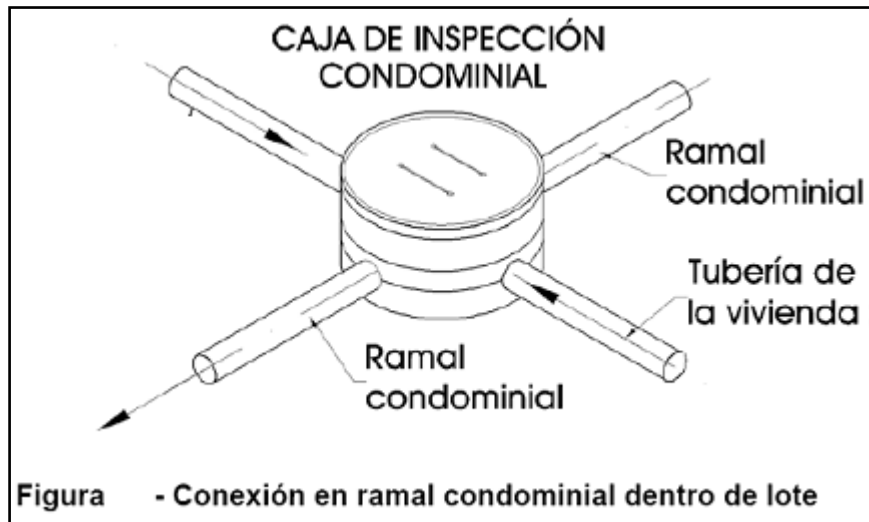


Fig. 6.11

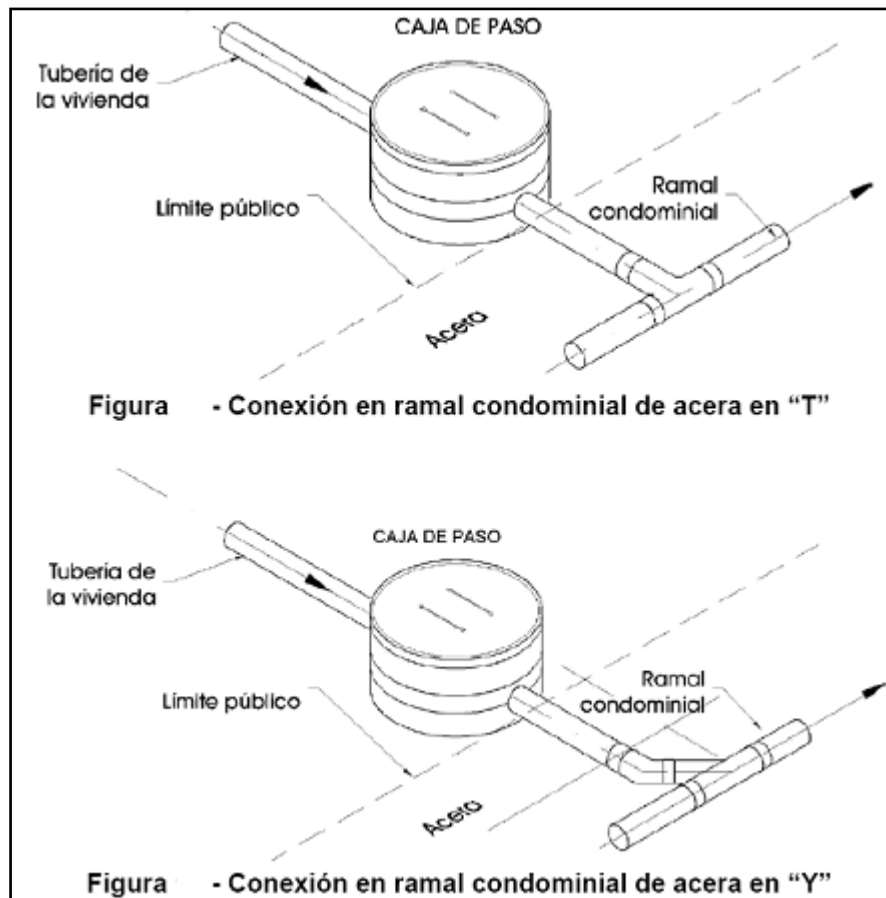


Fig. 6.12

6.5 Actividades previas al cálculo hidráulico

Como parte del proceso de diseño de una red de alcantarillado sanitario, y previo al cálculo hidráulico de la red pública, se debe realizar una serie de análisis y actividades que servirán de apoyo a dicho cálculo. Se da a continuación una breve descripción de estas.

a) Pendiente mínima

Conforme a lo establecido en la Norma Boliviana NB 688, previo al cálculo hidráulico debe ser predeterminada la pendiente mínima para cada diámetro, de acuerdo a la relación de caudales de la etapa inicial y la capacidad de la tubería para conducir el caudal de diseño futuro ($\frac{Q_{mit}}{Q_u} = 0,15$)

b) Trazado de ejes

Los ejes de la red pública deben ser trazados por el centro de las calles, cuidando que se intercepten en un mismo punto. Además, se debe analizar la posibilidad de ubicar la tubería en áreas más protegidas y a menor profundidad.

c) Medición de longitudes

Se medirán las distancias entre cruceo y cruceo (intersección de calles)

d) Ubicación de cámaras de inspección

Las cámaras de inspección serán ubicadas en los arranques de red, cambios de aceite y pendiente. Las distancias máximas entre la cámara y cámara estarán en función de los equipos de limpieza previstos y disponibles.

e) Áreas tributarias

Los caudales para el diseño de cada tramo serán obtenidos en función a su área tributaria. Para la delimitación de áreas se tomará 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 podrá recibir caudales adicionales de aporte no doméstico (industria, comercio y público) como descarga concentrada.

Numeración de las cámaras de inspección

Las cámaras de inspección serán numeradas a partir de aguas arriba hacia aguas abajo.

g) Determinación de las cotas de terreno

Dependiendo de la topografía de la zona del proyecto, y de acuerdo con las curvas de nivel, se determinarán cada una de las cotas de terreno correspondientes a cada una de las cámaras de inspección.

6.6 Diseño de la red pública

La red pública se diseñará por el método convencional y por el método condominial siguiendo el siguiente procedimiento.

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 Radier.

En estas columnas se anotan las cotas radier, 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 calculo 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 6.1 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 critico.

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

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.

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.

Tabla 6.1 Relaciones hidráulicas

RELACION	q/Q	0,00	0,01	0,02	0,02	0,04	0,05	0,06	0,07	0,08	0,09
v/V	0,0	0,000	0,326	0,398	0,448	0,488	0,522	0,551	0,576	0,599	0,620
d/D		0,000	0,072	0,099	0,119	0,137	0,152	0,167	1,790	0,191	0,203
rh/Rh		0,000	0,186	0,251	0,300	0,341	0,337	0,409	0,437	0,464	0,488
v/V	0,1	0,641	0,658	0,675	0,690	0,705	0,720	0,733	0,746	0,757	0,770
d/D		0,215	0,224	0,234	0,244	0,253	0,262	0,271	0,279	0,287	0,295
rh/Rh		0,513	0,533	0,555	0,573	0,592	0,611	0,627	0,644	0,659	0,675
v/V	0,2	0,781	0,792	0,802	0,813	0,822	0,831	0,840	0,849	0,858	0,866
d/D		0,303	0,311	0,319	0,326	0,334	0,341	0,348	0,355	0,362	0,369
rh/Rh		0,690	0,704	0,718	0,732	0,745	0,758	0,770	0,783	0,794	0,806
v/V	0,3	0,874	0,882	0,890	0,897	0,904	0,911	0,918	0,925	0,932	0,938
d/D		0,376	0,382	0,389	0,395	0,402	0,408	0,415	0,421	0,428	0,434
rh/Rh		0,817	0,828	0,839	0,850	0,860	0,870	0,880	0,880	0,900	0,908
v/V	0,4	0,944	0,950	0,956	0,962	0,968	0,974	0,979	0,985	0,990	0,995
d/D		0,440	0,446	0,452	0,458	0,464	0,470	0,476	0,482	0,488	0,494
rh/Rh		0,918	0,927	0,935	0,943	0,952	0,961	0,969	0,977	0,985	0,992
v/V	0,5	1,000	1,005	1,010	1,015	1,019	1,024	1,028	1,033	1,037	1,041
d/D		0,500	0,506	0,512	0,518	0,523	0,529	0,535	0,541	0,547	0,552
rh/Rh		1,000	1,007	1,015	1,022	1,029	1,036	1,043	1,049	1,056	1,062
v/V	0,6	1,045	1,049	1,053	1,057	1,061	1,065	1,068	1,072	1,075	1,079
d/D		0,558	0,564	0,570	0,576	0,581	0,587	0,593	0,599	0,605	0,611
rh/Rh		1,068	1,075	1,081	1,087	1,093	1,098	1,104	1,110	1,115	1,120
v/V	0,7	1,082	1,085	1,088	1,092	1,095	1,097	1,100	1,103	1,106	1,108
d/D		0,616	0,622	0,628	0,634	0,640	0,646	0,652	0,658	0,664	0,670
rh/Rh		1,125	1,131	1,135	1,140	1,145	1,150	1,154	1,159	1,163	1,167
v/V	0,8	1,111	1,113	1,116	1,118	1,120	1,123	1,125	1,126	1,128	1,130
d/D		0,677	0,683	0,689	0,695	0,702	0,708	0,715	0,721	0,728	0,735
rh/Rh		1,171	1,175	1,179	1,182	1,186	1,189	1,193	1,196	1,199	1,201
v/V	0,9	1,132	1,133	1,135	1,136	1,137	1,138	1,139	1,139	1,140	1,140
d/D		0,742	0,749	0,756	0,763	0,771	0,778	0,786	0,794	0,802	0,811
rh/Rh		1,204	1,206	1,209	1,211	1,212	1,214	1,215	1,216	1,217	1,217

6.7 Planta de tratamiento

En el tratamiento de las aguas residuales con una posa séptica se separa o eliminan la mayoría de los sólidos suspendidos mediante procesos físicos.

6.7.1 Tanque Séptico

- Volumen para la sedimentación de los sólidos
- Tiempo de retención

Se ha establecido que un tanque séptico, debe tener un volumen que permita la retención hidráulica para la separación de los sólidos y el almacenamiento del lodo y espuma, el volumen para el almacenamiento de los lodos depende de factores, como ser la temperatura y la frecuencia de los sólidos.

Para la determinación del tiempo de retención se usa la siguiente fórmula:

Tiempo de retención t_h

$$t_h = 1,5 - 0,3 * \log(t * q)$$

Siendo:

t_h : tiempo de retención en días

P : población servida

q : el flujo de aguas residuales l/hab/día

Por lo tanto el volumen V que permite la retención de sólidos para su sedimentación es

$$V = P * q * t_h$$

6.7.1.1 Volumen para la digestión y almacenamiento

Este volumen está compuesto del volumen para la digestión V_d y el volumen de almacenamiento V_s .

$$V_d = 0,5 * t_d * P * VLF$$

Siendo:

t_d : tiempo de digestión (50 días)

VLF : volumen de lodo fresco por persona/día (0,75 litros)

P : Número de habitantes a servir

El volumen para almacenar el lodo digerido entre una limpieza V_s es:

$$V_s = 0,25 * N_d * VLF * P$$

Siendo:

N_d : Número de días entre limpieza

6.7.1.2 Volumen total

El volumen total de la fosa séptica es la suma de los volúmenes anteriores, o sea

$$V_t = V * V_d + V_s$$

Diseño Cantón Erquiz

Dotación 200 l/hab /día

Población 303 hab.

Coefficiente de retorno $C = 0,8$

Tiempo de retención t_h

$$t_h = 1,5 - 0,30 * \log (p * q)$$

$$Q = 0,8 * 200 \text{ l/hab/dia} = 160 \text{ l/hab/día}$$

$$t_h = 1,5 - 0,30 * \log (303 * 160)$$

$$t_h = 0,09 \text{ días}$$

Cálculo del volumen de retención de sólidos

$$V = P * q * t_h$$

$$V = 303 * 160 * 0,09 = 4363 \text{ litros}$$

Cálculo del volumen de digestión

$$V_d = 0,50 * t_d * P * VLF$$

$$V_d = 0,50 * 50 * 303 * 0,75 = 5681 \text{ l}$$

Cálculo del volumen de lodo digerido

$$V_s = 0,25 * N_d * VLF * P$$

$$V_s = 0,25 * 90 * 0,75 * 303 = 5113 \text{ l}$$

Cálculo del volumen total

$$V_t = V + V_d + V_s$$

$$V_t = 4363 + 5681 + 5113 = 15157 \text{ l}$$

Asumo un volumen de 15m^3

Cálculo de las dimensiones de la fosa séptica

$$V_c = abh$$

Asumimos $h = 2,5$

$$b = 3a$$

$$V_t = a * 3a * 2,5$$

$$15 = 7,5a^2$$

$$a = 1,40 \text{ m}$$

$$b = 4,2 \text{ m}$$

Diseño Urbanización San Antonio

Dotación 200 l/hab día

Población 425

Coeficiente de retorno C = 0,8

Tiempo de retención

$$q = 0,8 * 200 = 160 \text{ l/hab/día}$$

$$t_h = 1,5 - 0,3 * \log (p * q)$$

$$t_h = 1,5 - 0,3 * \log (425 * 160)$$

$$t_h = 1,5 - 0,3 * \log (425 * 160)$$

$$t_h = 0,05 \text{ días}$$

Calculamos el volumen de retención de sólidos

$$V = P * q * t_h$$

$$V = 425 * 160 * 0,05 = 3400 \text{ litros}$$

Calculamos el volumen de digestión.

$$V_d = 0,50 * 50 * 425 * 0,75 = 7969 \text{ litros}$$

Cálculo del volumen de lodo digerido

$$V_s = 0,25 * 60 * 0,75 * 425 = 4781 \text{ l}$$

Cálculo del volumen total

$$V_t = V + V_d + V_s$$

$$V_t = 3400 + 2969 + 4781 = 16150 \text{ l}$$

Asumimos un volumen de 16 l

$$V = a * b * h$$

$$h = 2,5 \text{ m} \quad b = 3a$$

$$16 = a * 3a * 2,5$$

$$\frac{16}{7,5} = a^2$$

$$a = 1,40 \text{ m}$$

$$b = 4,20 \text{ m}$$

Capítulo VII

7.1 Cómputos, Precios Unitarios y Presupuesto Final

7.1.1 Método Convencional

Ítem	Descripción	Unidad	Cantidad	Precio Unitario	Precio parcial
1	Replanteo	ml	5670	3,00	17010,00
2	Excavación terreno semiduro	m ³	5679	43,75	248456,25
3	Preparado y afinado de zanja tipo 1	m ³	396,90	207,71	82440,10
4	Instalación de tubería de 150 mm	ml	5670	91,36	518011,260
5	Relleno y compactado	m ³	5181,90	51,06	264587,81
6	Construcción cámara de inspección tipo B H(1,01-2)	Pieza	33	1919,06	63328,98
7	Construcción cámara de inspección tipo B H(2,01-3)	Pieza	12	2663,60	31963,20
8	Construcción cámara de inspección tipo H(3,01-3,5)	Pieza	1	3915,83	3915,83
9	Transporte de excedentes	m ³	646,23	40	25849,20
Total					1255562,57

Son un millón doscientos cincuenta y cinco quinientos sesenta y dos 57/100 bolivianos.

Costo de la red del alcantarillado sanitario convencional	1255562,57
Emisor	291520,82
Planta de tratamiento	57432,48
Total	1604515,87

7.1.2 Método Condominial

Ítem	Descripción	Unidad	Cantidad	Precio Unitario	Precio parcial
1	Replanteo	ml	6387	3,00	119161,00
2	Excavación terreno semiduro	m ³	3443,29	43,75	150643,94
3	Preparado y afinado de zanja tipo 1	m ³	447,09	207,71	92865,06
4	Instalación de tubería de 100 mm	ml	5856	52,67	308435,52
5	Instalación de tubería de 150 mm	ml	531	91,36	48512,16

6	Relleno y compactado	m ³	2940,82	51,06	150158,27
7	Construcción cámara de inspección tipo A H(0,45-1,00)	Pieza	66	348,74	23016,84
8	Construcción cámara de inspección tipo B H(1,01-2,0)	Pieza	9	1803,22	16228,98
9	Transporte de excedentes	m ³	653,21	40	26128,40
Total					835150,17

Son ochocientos treinta y cinco mil ciento cincuenta 17/100 bolivianos

Costo de la red del alcantarillado sanitario convencional	835150,17
Emisor	291520,82
Planta de tratamiento	57432,48
Total	1184103,47

7.2 Costo Total del Emisor

Ítem	Descripción	Unidad	Cantidad	Precio Unitario	Precio parcial
1	Replanteo	ml	1060	3,00	3180,00
2	Excavación terreno duro	m ³	1435,26	48,14	69093,42
3	Preparado y afinado de zanja	m ³	74,20	207,71	15412,08
4	Instalación de tubería de 150 mm	ml	1060	91,36	96841,60
5	Relleno y compactado	m ³	1342,33	51,06	68539,37
6	Construcción cámara de inspección tipo B H(1,01-2)	Pieza	14	1850,18	25902,52
7	Construcción cámara de inspección tipo B H(2,01-3)	Pieza	3	2583,81	7751,43
8	Transporte de excedentes	m ³	120,01	40	4800,40
Total					291520,82

Son doscientos noventa y un mil quinientos veinte 82/100 bolivianos

7.3 Costo Total de la Planta de Tratamiento

Ítem	Descripción	Unidad	Cant.	Precio Unitario	Precio Parcial
1	Excavación	m ³	59,36	43,75	2597,00
2	H°A° losa cubierta	m ³	1,21	1504,45	1820,38
3	H°A° losa de fondo	m ³	0,78	1504,45	1173,47
4	H°A° pantalla	m ³	0,26	1504,45	391,16
5	H°C° piedra desplazadora	m ³	31,79	577,21	18349,51
6	Piso sobre empedrado	m ²	26,98	51,74	1395,95
7	Reboque y enlucido	m ²	37,59	79,51	2988,78
Total					28716,24

Son veintiocho mil setecientos dieciséis 24/100 bolivianos.

7.4 Comparación de Presupuesto

Ítem	Descripción	Costo Convencional	Costo Condominial
1	Replanteo	17010,00	19161,00
2	Excavación terreno semiduro	248456,25	150643,94
3	Preparado y afinado de zanja tipo 1	82440,10	92865,06
4	Instalación de tubería de 100 mm	-	308435,52
5	Instalación de tubería de 150 mm	518011,20	48512,16
6	Relleno y compactado	264587,81	150158,27
7	Construcción de cámara de inspección A H(0,45-1)	-	23016,84
8	Construcción de cámara de inspección B H(1,02-2)	63328,98	16228,98
9	Construcción cámara de inspección tipo B H(2,01-3)	31963,20	-
10	Construcción cámara de inspección tipo B H(2,06-35)	3915,83	-
11	Transporte de excedentes	25849,20	26128,40
Total		1255562,57	835150,17

Presentando una diferencia en ambos métodos de 420412,40 bolivianos. (Ver precios unitarios en Anexo I)

7.5 Especificaciones Técnicas

Aspectos Generales

Las especificaciones técnicas tienen como objeto básico exponer todos los parámetros básicos de instalación del conjunto de la red sanitaria, que incluyen: instalación de la red de distribución de agua potable fría como caliente, instalación de desagüe sanitario como también de desagüe pluvial. (Ver Anexo 2)

Capítulo 8

CONCLUSIONES Y RECOMEDACIONES

8.1 Conclusiones

- El alcantarillado sanitario para la urbanización San Antonio y el cantón Erquis que son parte de la localidad de Lomas de Tomatitas por dos métodos el convencional y el condominial, para luego poder comparar costos en ambos métodos.
- El diámetro mínimo para el método condominial es de 100 mm y las cámaras de inspección diseñadas con ladrillo gambote.
- El diámetro mínimo para el método convencional es de 150 mm, y las cámaras de inspección serán construidas de mampostería de piedra.
- Se puede analizar que existe un ahorro considerable cuando se diseña con el método condominial que con el convencional.
- Se puede analizar que a pesar que existen dos cañerías en el método condominial por las aceras, y una cañería en el método convencional por el eje, existe un ahorro considerable en la excavación, relleno, compactado y en las cámaras de inspección.
- Se puede analizar también que la operación y el mantenimiento será de bajo costo ya que las cámaras que van por las aceras tendrán una distancia de 20 metros de cámara a cámara por lo que, será más fácil realizar una limpieza que cuando se diseña por el método convencional, que tiene una separación de cámara a cámara de 100 metros.

8.2 Recomendaciones

- En función al análisis de costos se recomienda diseñar el alcantarillado sanitario por el método Condominial.
- Se recomienda pedir asesoramiento a las cooperativas del Alto de La Paz, de Santa Cruz, Montero ciudades que actualmente diseñan y construyen con este método.

- Se recomienda que este sistema de alcantarillado sanitario para la localidad Lomas de Tomatitas debe empalmarse al colector que viene a la ciudad de Tarija, y de esta manera evitar la contaminación del río Guadalquivir.