

CAPÍTULO I (INTRODUCCIÓN)

1.1 Título del Proyecto.-

“Diseño hidráulico de un nuevo sistema de agua potable para la comunidad de TOMATAS GRANDE ZONA NORTE”

1.2.-Problema actual

El agua potable un servicio básico e indispensable para el desarrollo de las comunidades rurales y urbanas, es considerada como la principal demanda de la población en general.

En este sentido que Bolivia al ser un país que está en proceso de desarrollo y este es el motivo por el cual no puede satisfacer las necesidades de toda la población aún más en las zonas rurales, este desarrollo de nuestro país se ha dado la tarea de incrementar la cobertura de este servicio, aumentando considerablemente desde 1990 con altas inversiones en el sector. Sin embargo, la realidad refleja que la cobertura y la calidad de servicio siguen siendo las más bajas del continente. La inestabilidad política e institucional ha contribuido a la debilitación de las instituciones del sector a nivel nacional y de muchas instituciones locales, gracias a estos conflictos muchas veces se paraliza obras apoyos de financiamientos externos y esto hace que la calidad de vida que deberíamos tener se paralice ahí y muchos quedamos afectados por la problemática que vivió y vive nuestro país.

Según Director ejecutivo de la autoridad de Fiscalización y Control Social de Agua Potable y saneamiento básico (AAPS), las coberturas de agua potable en el 2010 eran:

Cuadro 1.1 Coberturas del agua potable en Bolivia

Cobertura	Población	% Total
Agua potable	Urbana	68%
	Rural	44%

Fuente: <http://www.eabolivia.com/economia>

Elaborado por: AAPS, mediante un monitoreo

Observando el cuadro 1.1, vemos gran deficiencia entre las conexiones urbanas y rurales hecho que al pasar de los años se han ido agravando por un crecimiento poblacional desmedido y la falta de financiamiento.

No debemos olvidar que el agua potable es una necesidad, Las localidades que actualmente cuenten con los servicios de agua potable ya no necesitarán que sus habitantes (principalmente mujeres y niños) caminen largas distancias para llevar a su vivienda uno o dos galones de agua, que escasamente cubrían las necesidades de consumo y así como la preparación de alimentos de su familia. Como también podrán contrarrestar infecciones intestinales como diarrea, cólera y tifoidea y enfermedades que se dan por la falta de higiene, al mismo tiempo que podrán satisfacer otras necesidades como el aseo personal y lavado de ropa dentro de sus viviendas y hacer el uso que anteriormente tenían este aumento de la población hace que cada vez más familias sufran la necesidad de agua potable.

1.2.1.- Planteamiento del problema

La falta de agua potable en la comunidad de Tomatas Grande Zona Norte se ha ido en estos últimos años incrementando considerablemente, volviéndose un tema de preocupación de sus habitantes.

Este problema de la falta de agua se incrementa más por el número de viviendas que se incrementaron en la comunidad gracias al apoyo del gobierno de vivienda solidaria el número de vivienda que se aumentó aproximadamente es de 20, el sistema que actualmente está en funcionamiento en la comunidad es un sistema de hace 15 años, que fue construida por una organización no gubernamental (ONG) este sistema fue diseñado y construido por una empresa que no dejó absolutamente ningún dato para poder hacer una revisión o una refacción, el sistema en la actualidad no abastece completamente todo el año, la obtención de agua es escasa y en la época de estiaje es peor, la presión es baja no permite que todos gocen de este líquido elemento, las viviendas que están en los puntos más altos no tienen agua y las viviendas que recién están siendo entregadas a los comunarios por apoyo del gobierno tampoco están con

instalaciones del agua potable es por eso la necesidad de un nuevo sistema que tenga un abastecimiento de todo el año y para toda la población.

1.2.2.- Formulación del problema

¿Hace falta un nuevo sistema de agua potable en la comunidad de Tomatas Grande Zona Norte, que suministre agua apta para el consumo humano en la cantidad y calidad necesaria?

Un nuevo sistema de agua potable para esta comunidad es de evidente necesidad, y que conlleva una alta inversión económica, que no podrá ser pagada por parte de los comunarios por tanto deberán buscar financiamiento del estado.

Mediante el diseño hidráulico de un nuevo sistema de agua potable, se pretende encarar el problema situado ofertando a los comunarios de Tomatas Grande Zona Norte, las facilidades que conlleva el servicio. De esta manera crear la conciencia de la salud e higiene que eleven su calidad de vida.

1.2.3.- Sistematización del problema

¿Qué problemas conlleva la falta de un nuevo sistema de agua potable, para la comunidad de TOMATAS GRANDE ZONA NORTE?

¿El sistema de agua potable, reducirá las enfermedades que se dan por la falta de higiene en estos últimos años?

¿Qué perspectivas hacia el aprovechamiento del agua potable se creará en la población favorecida?

1.3.- Objetivos del proyecto

1.3.1.- Objetivo general

El objetivo fundamental del proyecto es mejorar las condiciones de vida, bienestar y salud de los habitantes de la comunidad de “Tomatas Grande Zona Norte”, mediante la implementación del diseño de un sistema de agua potable.

1.3.2.- Objetivos específicos

Realizar el diseño del sistema para:

- Garantizar el suministro de agua potable en cuanto a calidad, cantidad y en seguridad para el suministro de las 24 horas del día.
- Distribuir el agua de manera domiciliaria, de tal manera que se elimine la inversión del tiempo de acarreo para conseguir el líquido elemento.
- Suministrar el líquido elemento, de manera permanente sin crear molestias ni disconformidad por el sistema de agua potable.
- Disminuir las enfermedades gastrointestinales y la falta de higiene en parte de la comunidad que no es favorecida con este líquido elemento.
- Garantice condiciones de habitabilidad, de manera de reducir la migración de los pobladores de la zona.

1.4.- Justificación del proyecto

“El saneamiento básico es considerado un importante indicador para medir la pobreza, por incluir al acceso adecuado al agua y a los servicios de saneamiento. La escasez nace de la desigualdad, la pobreza y el poder y no en la carencia de la disponibilidad física del agua”

De acuerdo con el informe del Ministerio de Medio Ambiente, en el área urbana de Bolivia hay una cobertura de 62 %, y sumado con el porcentaje del área rural, se tiene en total 63 % de personas con acceso al agua potable en el país.

Estas cifras alarmantes, se plasman en la realidad que vive esta comunidad:

- En el bajo nivel de vida, que presentan por el bajo nivel de higiene y salud

- La alta vulnerabilidad ante enfermedades gastrointestinales.
- El retraso económico, que incide el invertir tiempo en acarrear agua desde puntos lejanos.

1.4.1.- Justificación académica

Aplicar los conocimientos adquiridos en el diseño de sistemas de agua potable, de manera de interactuar el campo teórico con la aplicación práctica que con lleva el “diseño hidráulico de un sistema de agua potable para la comunidad de Tomatas Grande Zona Norte”. Razones que argumentan el deseo de verificar, rechazar o aportar aspectos teóricos referidos al objeto del perfil.

1.4.2.- Justificación técnica

Realizar el “Nuevo diseño hidráulico de un sistema de agua potable para la comunidad de Tomatas Grande Zona Norte”, determinando la ubicación de los componentes del sistema como el cálculo correspondiente a su diseño de los mismos, buscando que el sistema sea técnicamente económico para la economía de nuestro país y para que este pueda ser ejecutado lo más antes posible.

1.4.3.- Justificación social

El agua potable es un servicio básico de dependencia humana, que toda población necesita para llevar un buen desarrollo de vida saludable. Es en este sentido que el “Nuevo diseño hidráulico de un sistema de agua potable para la comunidad de Tomatas Grande Zona Norte”, servirá a la mencionada comunidad como una propuesta técnica para buscar financiamiento ante las autoridades.

1.4.4.- Justificación Institucional

MISIÓN.-

Formar profesionales competentes e integrales, que asimilen y transfieran, avance científico tecnológico de acuerdo a las exigencias del entorno, con criterios de equidad, responsabilidad social universitaria, diversidad cultural y el respeto al medio ambiente.

VISIÓN.-

La UAJMS es una reconocida institución pública y autónoma que desarrolla la formación competente e integral de la persona, liderizando la educación superior, de acuerdo a las exigencias del medio social, enfatizando el enfoque pedagógico centrado en el aprendizaje a través de procesos presenciales, a distancia, convencionales, virtuales, de pre y postgrado, con actividades de investigación, extensión e interacción social con entidades similares del país y el exterior en un marco de la responsabilidad social universitaria.

1.5.- Alcance del proyecto

El presente proyecto de grado contemplará:

La obtención y recopilación de toda la información necesaria por parte del proponente, el diseño hidráulico de todo el sistema de agua potable desde su obra de captación el proceso de aducción hasta la red de distribución y una planificación de obra que nos proporcione el costo y tiempo necesarios para invertir en la materialización de esta propuesta.

Recopilación de toda la información necesaria.- Este será el primer paso antes de entrar al diseño hidráulico, buscar una buena información que garantice buenos resultados será lo primordial, para ello se plantea:

◆ Datos de la población:

Que nos permitirá conocer el número de habitantes de la comunidad, su edad, ocupación o actividad económica y sus más frecuentes enfermedades.

◆ Levantamiento topográfico:

Necesario para el diseño hidráulico, buscando el mejor trazo en consenso de la comunidad de manera que no se tenga ningún problema para su posterior construcción.

◆ Análisis de la cantidad de agua:

Para asegurar un suministro se contrastara el caudal de diseño requerido por el sistema con el caudal mínimo de la fuente de captación de esta manera asegurando su funcionalidad.

◆ **Análisis de la calidad del agua:**

Se tomará una muestra de la fuente de captación y se la llevará a un laboratorio especializado. El mismo nos proporcionara datos confiables acerca de la calidad del agua y si requiere de algún tratamiento para su consumo.

El diseño hidráulico.- En base a toda la información se procederá al dimensionamiento de las estructuras comprometidas al sistema:

- ◆ La obra de toma: La obra de toma será calculada de acuerdo a la selección del tipo de obra de toma y esto dependerá de la ubicación la topografía del lugar y la cantidad de agua que se pueda captar en el cálculo hidráulico se deberán cumplir las condiciones requeridas para poder tener un funcionamiento óptimo.
- ◆ El tren de potabilización según sea necesario de acuerdo al resultado de los análisis de laboratorio.
- ◆ El sistema de aducción y todas sus obras complementarias que se requieran en su recorrido.
- ◆ El tanque de regulación.

La red de distribución.

La planificación de obra.- una vez concluida la etapa de diseño hidráulico, se procederá a la planificación de obra que comprenderá:

Un presupuesto de obra: el mismo no permitirá saber el costo que se requiere para la construcción del sistema de agua potable, mostrando en detalle de precios unitarios, cómputos métricos, como un resume de materiales necesarios.

Un cronograma de actividades: no mostrara el tiempo necesario para la culminación de la obra como la ruta crítica de actividades.

Documentación final.- todo el trabajo será debidamente documentado y representado gráficamente por planos del diseño hidráulico:

- ◆ **Plano de la obra de toma:** Los planos deberán estar detallados con sus respectivas acotaciones con escala adecuada, las vistas de la obra de toma deberán ser de diferentes perfiles para ver la forma y manera del funcionamiento.

- ◆ **Planos de la aducción:** Los planos de la aducción deberán estar dibujados en el programa que muestre a detalle la variación de la topografía a lo largo de la aducción y así poder definir las obras de arte en el trazo del perfil longitudinal de la línea de aducción.

- ◆ **Plano de obras complementarias:** Después que se definió las obras complementarias en el perfil de la línea de aducción se podrán dibujar las obras complementarias con cada una de sus partes y vistas para poder utilizar las dimensiones, acotaciones de tal manera calcular los costos con mayor exactitud.

- ◆ **Planos de la red de distribución:** Los planos de la red de distribución deberán estar con sus longitudes, sus diámetros que corresponde a cada tubería de cada tramo, específicamente estos planos nos tienen mostrar las cotas de cada punto donde se abastecerá de agua potable.

CAPÍTULO II (ASPECTOS SOCIALES Y FÍSICOS DEL PROYECTO)

2.1 Ubicación geográfica del proyecto.-

La comunidad de Tomatas Grande Zona Norte se encuentra en el distrito quinto del municipio de San Lorenzo primera sección de la provincia Méndez del departamento de Tarija.

Figura 2.1 Ubicación geográfica de la zona en estudio

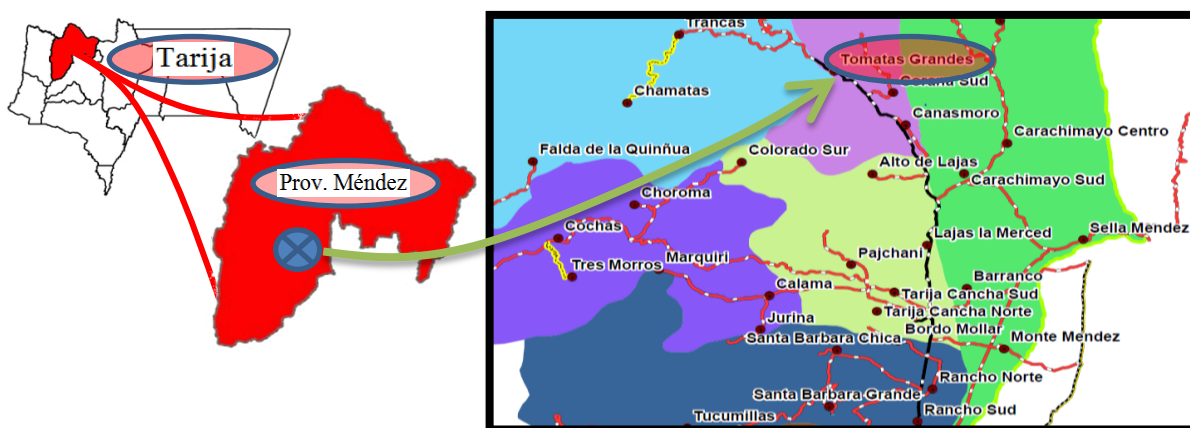


Figura 2.2 Coordenadas de ubicación de la comunidad en estudio



Nº	Latitud	Longitud	Altura (m.s.n.m.)
1	64° 47' 51.43"	21° 18' 26.12"	2 167
2	64° 47' 47.37"	21° 18' 38.55"	2 153
3	64° 48' 5.24"	21° 18' 52.73"	2 188
4	64° 48' 36.16"	21° 18' 36.56"	2 173
5	64° 48' 15.48"	21° 18' 33.33"	2 178

Fuente: plan de desarrollo municipal “honorable alcaldía

2.2 Población

Según el Censo Nacional de Población y Vivienda del INE (Instituto Nacional de Estadística) la población del municipio de San Lorenzo tenía 21,375 habitantes y la comunidad de Tomatas Grande Zona Norte de 195 habitantes en el 2001.

2.2.1 Población beneficiaria

Según el censo que se hizo, gracias a los datos obtenidos en la escuela ubicada en la comunidad de TOMATAS GRANDE ZONA SUR y también los datos obtenidos por los personas del lugar se determinaron que la cantidad de habitantes en la comunidad de TOMATAS GRANDE ZONA NORTE es de 365 habitantes.

Cuadro 2.1 Población actual de la comunidad de “TOMATAS GRANDE ZONA NORTE”

RESUMEN DE LOS HABITANTES DE TOMATAS GRANDE ZONA NORTE		
FECHA	Tja./16/agosto/2012	
NÚMERO DE BENEFICIARIOS	64 FAMILIAS	
	HOMBRES	MUJERES
< A QUINCE AÑOS	67	75
15 > ha < 30 AÑOS	52	52
> A TREINTA AÑOS	58	61
	177	188
TOTAL HABITANTES	365	

Fuente: Elaboración propia

Fecha: Tja./16/agosto/2012

2.2.2 Actitud de los comunarios ante el proyecto

La actitud de los comunarios es bastante buena al saber que en un tiempo tendrán un nuevo sistema de agua potable que llegara a cada familia y que podrán ampliar su red en caso de que la población creciese, este proyecto contempla cada casa nueva que recientemente se construyó gracias a la ayuda del gobierno actual se vio mucha disponibilidad y apoyo en el momento que se hizo el levantamiento topográfico.

2.2.3 Principales actividades de la población

Las actividades que realizan la mayor parte de la comunidad según lo que se pudo observar y según lo que comentaron los comunarios es la agricultura en el cultivo de verduras hortalizas y tubérculos, parte de la población se dedica a pastero de ganado ovino caprino y vacuno, y muy pequeña parte de la población es profesional Ing.

Agrónomos, profesores también se encuentran albañiles que se encargan de la construcción de la zona.

2.3 Servicios básicos

Los servicios básicos existentes la actualidad solo cuentan con luz eléctrica y agua (que no abastece a toda la comunidad) no se cuenta con alcantarillado sanitario.

2.3.1 Salud

Se cuenta con una pequeña posta de salud que no se encuentra específicamente en el la comunidad en estudio, esta posta de la cual se habla se encuentra en la comunidad del mismo nombre TOMATAS GRANDE ZONA SUR, está muy cerca de la comunidad beneficiaria.

2.3.2 Vivienda

La mayoría de la viviendas son de bajo costo económico ya que son de materiales fabricados en la zona como se adobe y otros, hay algunas de las viviendas que son de material como ser de ladrillo con losa y acabado fino, con la ayuda que dio el gobierno y que se mencionó anteriormente se construyeron pequeñas viviendas en la comunidad de material y con acabado fino contando con dos habitaciones pequeñas sala una cocina y un baño con techo de duralit estas viviendas son las que hicieron que la demanda de agua crezca en la comunidad.

2.3.3 Educación

Cuadro 2.2 Educación en la zona de estudio

Nro.	Núcleo	Distancia (Km.)	Dirección
1	Oscar Alfaro	-	San Lorenzo
2	15 de abril	15	Erquiz Norte
3	Alcira Lema de López	13	Tomatas Grande
4	Flavio Aparicio	7	Canasmoro
5	Serapio Martínez	3	Rancho Norte
6	Eustaquio Méndez	70	Camarón
7	Oswaldo Gálvez	7	La Calama
8	Oswaldo Antelo Palacios	42	León Cancha
9	Julio Sucre	8	Sella Méndez
10	1ro. De Mayo I	74	Jarcas
11	1ro. De Mayo II	96	Pampa Grande

Fuente: Boletas Comunales 2007

En la misma condición que en el de salud se cuenta con un centro educativo como es el Colegio Alcira Lema de López que ofrece sus servicios a la comunidad de tomatas grande zona norte y otras aledañas el nivel de dicho establecimiento es hasta el nivel secundario este establecimiento cuenta con aproximadamente 775 alumnos.

2.4 El clima

El clima en esta región del departamento se considera sub. Húmedo templado las precipitaciones se concentran en el mes de Octubre – Abril con una precipitación media anual que está dentro del orden 770 mm de acuerdo a la medición de la estación más próxima y más cercana a esta comunidad que es la estación de Leo cancha, Canasmoro. La región que comprende la esta comunidad y las demás cercanas presenta épocas frías para invierno y veranos cálidos.

2.5 Recursos hídricos

Los recursos hídricos de la zona corresponde básicamente en vertientes de escurrimiento superficial, los cuales están ubicados en la parte norte de la comunidad más conocidas vertientes de PAYUYO, existen aproximadamente 7 vertientes de los cuales tres de ellos nos llevan a la quebrada, estas se pierden a pocos metros de su afloramiento y es de estas vertientes de los cuales estamos captando agua potable.

Los caudales de todas las vertientes son constantes todo el año de acuerdo a la información proporcionada por los comunarios que son concedores de toda la comunidad.

2.5.1 Precipitaciones

La cuenca de la comunidad de TOMATAS GRANDE ZONA NORTE es ondulada con pendiente fuerte, la cobertura vegetal es de pastizales dispersos al igual que en toda la zona cercana. El clima en esta región del departamento se considera sub. Húmedo templado, las precipitaciones se concentran en el mes de Octubre – Abril con una precipitación media anual que está dentro del orden 770 mm, la precipitación máxima horaria es de 70 mm de acuerdo a la medición de la estación más próxima y más cercana a esta comunidad que es la estación de Leo cancha y

Canasmoro. La región que comprende la esta comunidad y las demás cercanas presenta épocas frías para invierno y veranos cálidos. La temperatura media en toda la región cercana a la comunidad es aproximadamente de 20 C°. Y las temperaturas mínimas en época de invierno son de 10 C° y las temperaturas máximas en época de verano están por encima de 32 C° en toda la región.

Los recursos hídricos de la zona corresponde básicamente en vertientes de escurrimiento superficial, los cuales están ubicados en la parte norte de la comunidad, existen aproximadamente 7 vertientes de los cuales tres de ellos no llevan a la quebrada, estas se pierden a pocos metros de su afloramiento y es de estos vertiente de los cuales estamos captando agua potable.

Los caudales de todas las vertientes son constantes todo el año de acuerdo a la información proporcionada por los comunarios que son concedores de toda la comunidad.

2.5.2 Caudales

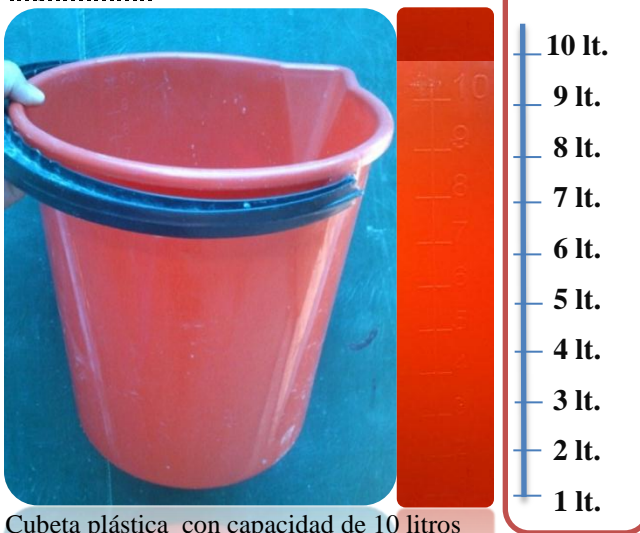
Cuadro 2.3 Aforo de caudales método Volumétrico

AFOROS								
FECHA: 16/Abril/2012 HORA: 16:30 p.m.			FECHA: 8/Septiembre/2012 HORA: 10:30 a.m.			FECHA: 1/Octubre/2012 HORA: 15:00 p.m.		
CAUDALES			CAUDALES			CAUDALES		
Nº	tiempo		Nº	tiempo		Nº	tiempo	
1	4.23		1	13.104		1	7.253	
2	4.56		2	12.888		2	7.56	
3	4.612		3	11.664		3	7.612	
4	4.356		4	11.336		4	7.356	
5	4.112		5	12.96		5	7.112	
6	4.425		6	12.92		6	7.425	
7	4.33		7	12.384		7	7.33	
8	4.002		8	12.488		8	7.002	
9	4.25		9	12.024		9	7.25	
10	4.321		10	12.2		10	7.321	
11	4.254		11	11.952		11	7.254	
12	4.365		12	12.56		12	7.365	
13	4.589		13	13.04		13	7.589	
14	4.681		14	11.84		14	7.681	
15	4.023		15	12.672		15	7.023	
16	4.89		16	12.272		16	6.89	
17	4.452		17	13.136		17	7.452	
18	4.65		18	13.12		18	6.65	
19	4.654		19	13.208		19	7.654	
20	4.752		20	12.288		20	7.752	
tiempo prom.	4.4254		tiempo prom.	12.5028		tiempo prom.	7.32655	
volumen	10	litros	volumen	20	litros	volumen	10	litros
Q1 =	2.26	l/s	Q2 =	1.60	l/s	Q3 =	1.36	l/s

Fuente: Elaboración propia

Figura 2.3. Cubeta de aforo

Cubeta con la cual se aforó

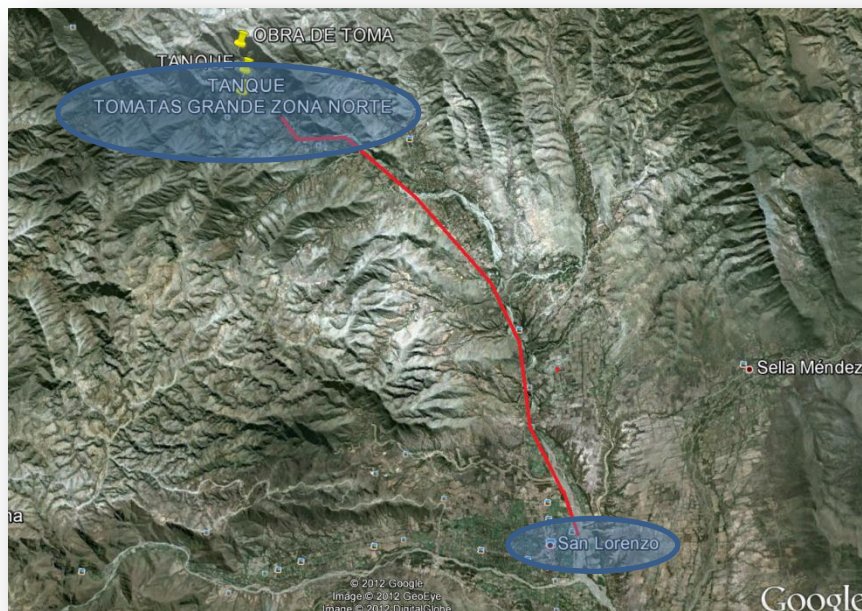


Cubeta plástica con capacidad de 10 litros

Los aforos realizados se los hicieron con la cubeta que se ve en la imagen con capacidad de 10 litros se hizo 20 mediciones para cada fecha indicada para obtener buenos resultados en cuanto a la determinación del caudal de la vertiente ya sea mínimo como máximo para cálculo se usó el método volumétrico.

$$Q = \frac{\text{Volumen}}{\text{Tiempo}} = \left[\frac{\text{litros}}{\text{segundo}} \right]$$

2.6 Acceso a la zona del proyecto

Figura 2.4. acceso a la zona del proyecto

Fuente: Imagen Satelital Del Google Earth

El acceso a la zona del proyecto es posible ya que se cuenta con una carretera asfaltada desde Tarija-San Lorenzo y San Lorenzo-Tomatas Grande Zona Sur, desde ahí se cuenta con una carretera ripiada hasta el lugar del proyecto.

Cuadro 2.4 Acceso a la zona del proyecto

Tramo	Distancia	Tipo	Tiempo
Tarija-San. Lorenzo	15 km	Asfaltado	20 minutos
San Lorenzo – Tomatas Grande Z.S.	16km	Asfaltado	25 minutos
Tomatas Grande Z.S.– Tomatas Grande Z.S.	3 km	Tierra	10 minutos
TOTAL	43 km		55 minutos

Fuente: plan de desarrollo municipal “Honorable Alcaldía de San Lorenzo”

Para ubicar la obra de toma de agua, es necesario entrar cerca de 1 km desde la última casa por ser el acceso no tan bueno es necesario entrar caminando.

CAPÍTULO III (INGENIERÍA DEL PROYECTO)

3.1 Estudios preliminares

Para diseñar un sistema de agua potable se debe tomar en cuenta que el suministro sea constante en la cantidad y calidad requeridas para consumo humano. Por tanto en el presente acápite se desarrollara los estudios preliminares que vayan a validar esta condicionante.

Se trabajara sobre:

- Un estudio topográfico, sobre el cual se emplazará el diseño del sistema.
- Un estudio de la calidad del agua, que valide la aptitud de la misma para consumo humano.
- Un estudio hidrológico, para validar la continuidad del servicio en la cantidad necesaria.

Estudio topográfico

El mismo consistió en un levantamiento topográfico a partir de las coordenadas referenciales tomadas mediante GPS (Global Positioning System), seguidamente se hizo el levantamiento de datos con el Estación Total, barriendo toda la superficie considerada para la aducción desde la ubicación de la obra de toma hasta la red de distribución. Para tal efecto se consensuo con los comunaríos para evitar problemas posteriores de invasión de predios particulares.

El informe topográfico se encuentra disponible en el ANEXO 1, sobre el cual se trabajó.

Estudio de la calidad del agua

El término calidad del agua es relativo, referido a la composición del agua en la medida en que esta es afectada por la concentración de sustancias producidas por procesos naturales y actividades humanas.

Como tal, es un término neutral que no puede ser clasificado como bueno o malo sin hacer referencia al uso para el cual el agua es destinada. Por tanto la condicionante de potabilidad hace referencia a la calidad del agua, cuyos parámetros se encuentran estandarizados, en nuestro país por la norma Boliviana NB – 512.

Cuadro 3.1 Parámetros de control y técnicas de análisis para agua potable

PARÁMETRO	TÉCNICA	VALORES MÁXIMOS PERMITIDOS SEGÚN NB 512-2004
PARÁMETROS FÍSICOS Y ORGANOLÉPTICOS:		
Olor	Organoléptico	Ninguno
Sabor	Organoléptico	Ninguno
Turbiedad	Espectrofotométrico	5 UNT
Sólidos totales disueltos	Gravimétrico	1000 mg/l
PARÁMETROS QUÍMICOS:		
Alcalinidad total	Volumetría	370 mgCaCO ₃ /l
Antimonio	Absorción atómica	0,005 mg/l
Arsénico	Absorción atómica	0,05 mg/l
Boro	Absorción atómica	0,3 mg/l
Nitrógeno amoniacal	Volumetría	0.5 mg/l
Cadmio	Absorción atómica	0,005 mg/l
Calcio	Volumetría	200 mg/l
	Absorción atómica	
Cloro residual	Sensorial comparativo (DPD)	0,2 - 1 mg/l
Cloruros	Volumetría	250 mg/l
Cobalto	Absorción atómica	1,0 mg/l
Cobre	Absorción atómica	1,00 mg/l
Color	Espectrofotometría	15 UCV
Conductividad eléctrica (20°C)	Potenciometría	1500 uS/cm
Cromo	Absorción atómica	0,05 mg/l
Dureza total	Volumetría	500 mgCaCO ₃ /l
Fluoruros	Volumetría	1.5 mg/l
Hierro total	Absorción atómica	0.3 mg/l
Índice de Langelier	Nomográfico	(- 0.5) a (+ 0.5)
Magnesio	Cálculo	150 mg/l
	Absorción atómica	
Manganeso	Espectrofotometría	0.1 mg/l
	Absorción atómica	
Mercurio	Absorción atómica	0,001 mg/l
Níquel	Absorción atómica	0,05 mg/l
Nitratos	Espectrofotometría	45 mg/l
Nitritos	Espectrofotometría	0.1 mg/l
pH	Potenciometría	6.5 - 9.0
Plomo	Absorción atómica	0,01 mg/l
Sodio	Absorción atómica	200 mg/l
Sulfatos	Espectrofotometría	300 mg/l

PARÁMETROS MICROBIOLÓGICOS:		
Coliformes totales	Número más probable	0 UFC/100 ml
	Membrana filtrante	
Escherichia Coli	Número más probable	0 UFC/100 ml
	Membrana filtrante	
Heterótrofos	Recuento en placa fluida	500 UFC/100 ml

Fuente: Norma Boliviana (NB - 512)

Para tal efecto se sometió una muestra de agua de la fuente a un análisis físico, químico y bacteriológico mediante un laboratorio especializado en el tema.

El informe de la calidad del agua, se encuentra disponible en el ANEXO 2.

Estudio hidrológico

El estudio hidrológico no se lo hace debido a que se está captando el agua directamente de una vertiente en la cual no se hace un estudio hidrológico, todos los datos que se necesitan como los caudales son aforados directamente en la vertiente para obtener los caudales.

3.2 Parámetros de diseño

3.2.1 Índice de crecimiento poblacional

El índice de crecimiento poblacional fue proporcionado por el INE, el cual se detalla en la siguiente tabla.

Cuadro 3.2 Índice de crecimiento poblacional

DEPARTAMENTO TARIJA	391,226	195,305	195,921	247,736	143,490	3.183	87,157	4.326
Provincia Méndez	32,038	15,511	16,527	2,752	29,286	0.758	6,917	4.581
Primera Sección - Villa San Lorenzo	21,375	10,391	10,984	2,752	18,623	1.521	4,517	4.687
Segunda Sección - El Puente	10,663	5,120	5,543	-	10,663	-0.627	2,400	4.382

Fuente: INE (Instituto Nacional De Estadística)

Como no se conoce el índice de crecimiento poblacional de TOMATAS GRANDE ZONA NORTE se toma el índice de crecimiento poblacional de la provincia a la cual pertenece esta comunidad es la provincia Méndez de la primera sección-Villa de San Lorenzo y es igual a 1.521%

3.2.2 Periodo de diseño

Se ha establecido como periodo de diseño de un sistema de agua potable al número de años, durante los cuales el sistema debe proporcionar el servicio satisfactorio, este periodo está basado en función a la vida útil de las estructuras que forman parte de un sistema de abastecimiento de agua potable.

Cuadro 3.3. Periodos de Diseño por Población

Unidades	Periodos de Diseño por Población			
	Hasta 5000	5000-20000	20000-100000	Más de 100000
a) Captación				
Galerías de Infiltración	20	20	30	30
Superficial	15	20	30	30
Pozos	10	10	10	10
b) Aducción	20	20	30	30
c) Plantas de Tratamiento	15	20	20-30	30
d) Estación de Bombeo	15	20	30	30
Equipos Eléctricos	10	10	10-15.	10-15.
Equipos de Combustión	5	5	10	10
e) Red de Distribución	20	20	20-30	30

Fuente: [http: Norma Boliviana NB 689](http://norma.bolivia.gov.bo/norma-boliviana-nb-689)

En general se considera un periodo de diseño razonable el que está entre 20 y 30 años.

Para el diseño del presente proyecto se adoptara un periodo de diseño de 20 años.

3.2.3 Población horizonte

Los métodos y modelos matemáticos adoptados para determinar la población futura son los recomendados por la norma boliviana del Agua Potable, los mismos que se detallan a continuación.

◆ Método de crecimiento aritmético:

$$P_f = P_a * \left(1 + \frac{i * t}{100}\right) \quad \text{Ecuación 3.2.3.1}$$

◆ Método de crecimiento geométrico:

$$P_f = P_a * \left(1 + \frac{i}{100}\right)^t \quad \text{Ecuación 3.2.3.2}$$

◆ Método de Wappaus:

$$P_f = P_a * \frac{(200 + i * t)}{(200 - i * t)} \quad \text{Ecuación 3.2.3.3}$$

◆ Método exponencial:

$$P_f = P_a * e^{\frac{i*t}{100}} \quad \text{Ecuación 3.2.3.4}$$

◆ Método Gráfico: Comparando Población vs. Tiempo

Dónde:

P_f = Población Futura (hab)

P_a = Población Actual (hab)

i = Tasa de Crecimiento Poblacional (porcentaje)

t = Periodo de Diseño (años)

Aplicabilidad de los métodos

Cuadro 3.4 Métodos de cálculo para la población futura

Método	Hasta 5000	5000 - 20000	20000 -100000	> 100000
Aritmético	X	X		
Geométrico	X	X	X	X
Wappaus	X	X	X	X
Exponencial	X (2)	X (2)	X (1)	X
Gráfico	X	X	X	

Norma Boliviana NB 689

(1) Optativo, recomendable

(2) Sujeto a justificación

Se hizo el cálculo para cada modelo:

Cuadro 3.5 Cálculo de la población futura

Método	Pa (hab)	i (%)	t (años)	Pf (hab)
Aritmético	365	1,52	20	476
Geométrico	365	1,52	20	494
Wappaus	365	1,52	20	496
Exponencial	365	1,52	20	495

Fuente: Elaboración propia

Para el diseño del presente sistema se usará el *método geométrico* para el cálculo de la población futura.

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

Datos:

Pa = 365 hab

i = 1.52 %

t = 20 años

$$P_f = 365 * \left(1 + \frac{1.52}{100}\right)^{20}$$

$$P_f = 493.543 \text{ hab} \approx 494 \text{ habitantes}$$

3.2.4 Dotación

La dotación de agua per cápita debe ser establecida mediante la dotación media diaria y la dotación futura del agua, que permita satisfacer los requerimientos del consumo doméstico, comercial, industrial y público, considerando las pérdidas en la red de consumo.

Dotación media diaria

La dotación media diaria se refiere al consumo anual total previsto en un centro poblado 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. 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 dada, según lo especificado en la siguiente tabla.

Cuadro 3.6 Dotación en función a la población

Zona	DOTACIÓN MEDIA (lt/hab/día)					
	POBLACIÓN					
	Hasta 500 hab.	500 – 2000 hab.	2000 – 5000 hab.	5000 – 20000 hab.	20000 – 100000 hab.	>100000 hab.
Altiplano	30 - 50	30 - 70	50 - 80	80 - 100	100 - 150	150-200
Valles	50 - 70	50 - 90	70 - 100	100 - 140	150 - 200	200-300
Llanos	70 - 90	70 - 110	90 - 120	120 - 180	200 - 250	250-350

Fuente: Norma Boliviana NB 68

Para el presente proyecto de adopto como *dotación media diaria de 70 lt/hab/día* porque la zona de estudio se encuentra en la zona de los valles y la población es cercana a 500 hab.

Dotación futura

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

La dotación futura se debe estimar con un incremento anual del 0.5% y el 2% de la dotación media diaria, aplicando la fórmula del método geométrico:

$$D_f = D_i * \left(1 + \frac{d}{100}\right)^n \quad \text{Ecuación 3.2.4.1}$$

Dónde:

D_f: Dotación futura en lt/hab/día

D_i: dotación inicial en lt/hab/día

d: Variación anual de la dotación en porcentaje (0.5 - 2 %)

n: Periodo de diseño.

Se hizo el cálculo de la dotación futura con los siguientes datos:

Di: 70 lt/hab/día

d: 2 %

n: 20 años

$$D_f = 70 * \left(1 + \frac{2}{100}\right)^{20}$$

$$D_f = 104 \text{ lt/hab/dia}$$

3.2.5 Consumo medio diario

Es el consumo durante 24 horas obtenido como promedio de los consumos diarios observados en un periodo de un año y lo podemos calcular de la siguiente manera:

$$Q_m = \frac{P_f * D_f}{86400} \quad \longrightarrow \quad Q_m = \frac{\text{hab} \cdot \frac{\text{Lt}}{\text{hab} \cdot \text{dia}}}{86400 \frac{\text{seg}}{\text{dia}}} = \frac{\text{Lt}}{\text{seg}} \quad \text{Ecuación 3.2.5.1}$$

Dónde:

Q_m= Consumo Medio Diario (lt/s)

P_f= Población Futura (hab)

D_f= Dotación Futura (lt/hab/día)

$$Q_m = \frac{494 * 104}{86400}$$

$$Q_m = 0.59 \text{ lt/s}$$

3.2.6 Consumo máximo diario

Es el consumo máximo durante 24 horas observado en el periodo de un año sin tener en cuenta los gastos o consumos producidos por los incendios.

$$Q_{\max d} = Q_m * K_1 = \frac{P_f * D_f}{86400} * K_1 \quad \text{Ecuación 3.2.6.1}$$

Dónde:

$Q_{\max d}$ = Consumo máximo diario (lt/s)

P_f = Población Futura (hab)

D_f = Dotación Futura (lt/hab/día)

K_1 = coeficiente de variación diaria que sirve para mayorar el caudal y abastecer la horas picos variando entre 1.2 y 1.5

El coeficiente variación diaria varía: $1.20 > K_1 < 1.50$

$$\text{Coeficiente de Variación Diaria (K1)} = \frac{\text{Consumo máximo diario anual}}{\text{Consumo medio anual}}$$

Datos:

P_f = 494 hab

D_f = 104 lt/hab/día

K_1 = 1.5

Q_m = 0.59 lt/s

$$Q_{\max d} = \frac{494 * 104}{86400} * 1.5$$

$$Q_{\max d} = 0.89 \text{ l/s}$$

3.2.7 Consumo máximo horario

Es el consumo máximo obtenido durante una hora observada en el periodo de un año sin tener en cuenta los consumos que se hayan producido por incendios.

$$Q_{\max h} = Q_{\max d} * K_2 = \frac{P_f * D_f}{86400} * K_1 * K_2 \quad \text{Ecuación 3.2.7.1}$$

Dónde:

$Q_{\max h}$ = Consumo máximo horario (lt/s)

P_f = Población Futura (hab)

Df= Dotación Futura (lt/hab/día)

K2= coeficiente de variación horaria de mayor ración en función del tamaño de la población.

Coeficiente de Variación Horaria (K2)

$$= \frac{\text{Consumo máximo horario observado en un día}}{\text{Consumo medio horario observado en un día}}$$

En la siguiente tabla se puede apreciar entre que valores y de que depende el valor que se adoptara para coeficiente de variación horaria K2:

Cuadro 3.7 Valores del coeficiente de variación horaria

Tamaño Población	K ₂
Hasta 2000 hab	2.20-2.00
2000-10000	2.00-1.80
10000-100000	1.80-1.50
>100000	1.5

Fuente: Norma Boliviana NB689

Como la población del presente proyecto es menor a 2000 habitantes el valor de K2 está entre:

$$2.20 > K_1 < 2.00$$

Y se adoptara el valor para el *coeficiente de variación horaria de K=2.2*

Datos:

Pf= 494 hab

Df= 104 lt/hab/día

K2= 2.2

Qm = 0.59 lt/s

$$Q_{\max h} = \frac{494 * 104}{86400} * 1.5 * 2.2$$

$$Q_{\max h} = 1.96 \text{ l/s}$$

3.3 Componentes del sistema

3.3.1 Fuentes de abastecimiento y captación (obra de toma)

Se consideran fuentes de abastecimiento de agua a todas las formaciones natural que permiten la captación del agua, en condiciones suficientes para el consumo, las mismas que permiten la captación del agua, en condiciones suficientes para el consumo, las mismas que deberán cumplir con las normas técnicas Bolivianas de calidad físico-químico y bacteriológico.

Para el presente proyecto Lafuente de abastecimiento para la el diseño de la obra de toma es de agua subterránea, específicamente es una *vertiente tipo ladera*

Entre las fuentes de agua subterránea se consideran:

a) Vertientes o manantiales

Son afloramientos naturales de agua provenientes de acuíferos subterráneos. El Afloramiento se produce cuando el acuífero intercepta una depresión del terreno, Fracturas, grietas o cambios litológicos emergiendo como una o más venas.

Según las características de cada tipo de acuífero, el caudal de la vertiente puede variar entre el período de lluvias y el de estiaje.

b) Agua sub-superficial

Es el agua que se encuentra a poca profundidad del terreno, tiene recarga por Infiltración de cuerpos de agua superficial y/o de lluvia.

c) Agua subterránea profunda

El agua proveniente de los acuíferos libres, confinados y sami confinados, que se encuentran a profundidades mayores a los 30 m.

Diseño de obras de captación de aguas subterráneas

Son estructuras y dispositivos que permiten la explotación de las aguas subterráneas.

Los criterios, parámetros y fórmulas para el diseño se encuentran expuestos en el Capítulo 5 de la Norma Boliviana NB-689 y en el Capítulo 3 del Reglamento Técnico

de Diseño de Obras de Captación para Sistemas de Agua Potable. Las obras de captación subterránea son:

Captación de vertientes

Son obras que protegen los afloramientos naturales de agua subterránea de cualquier tipo de contaminación y permiten el ingreso de agua a los elementos de conducción de agua hacia el tanque de almacenamiento, distribución o planta de tratamiento.

- De ladera o lateral, cuando se realiza la protección de una vertiente que aflora a una superficie tipo plano inclinado con carácter puntual o disperso.

Figura 3.1 Partes de una obra de toma tipo ladera

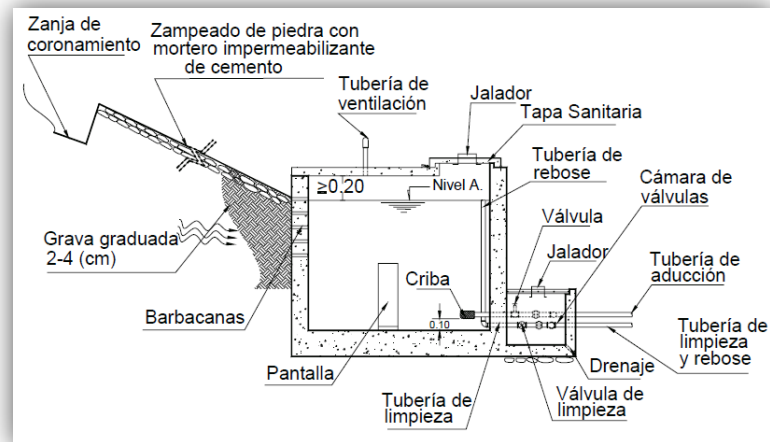
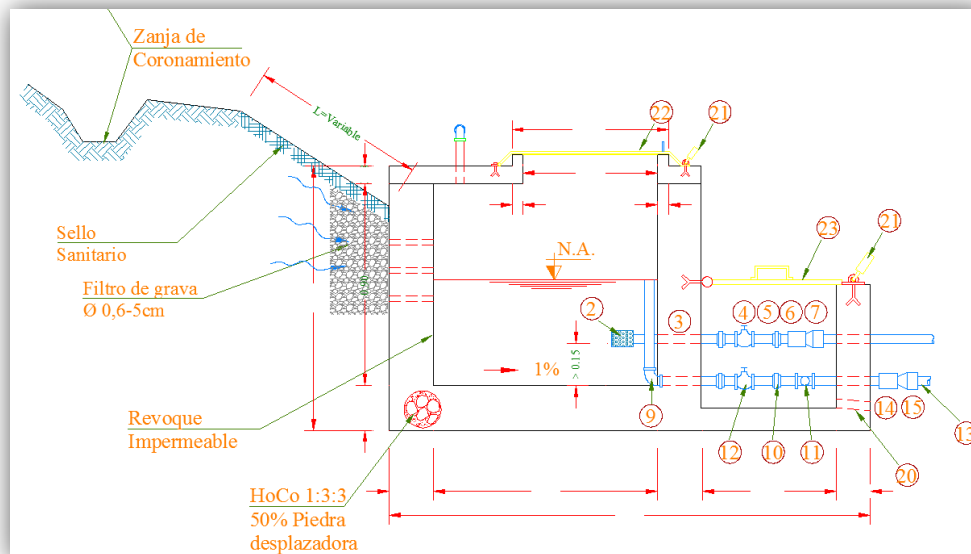


Figura 3.2 Detalle del dimensionamiento de una obra de toma tipo ladera



Para el diseño de la obra de toma del vertiente está constituido por el canal de recepción y una cámara de almacenamiento para luego de ella salga la tubería de aducción.

Diseño hidráulico y dimensionamiento de la obra de toma

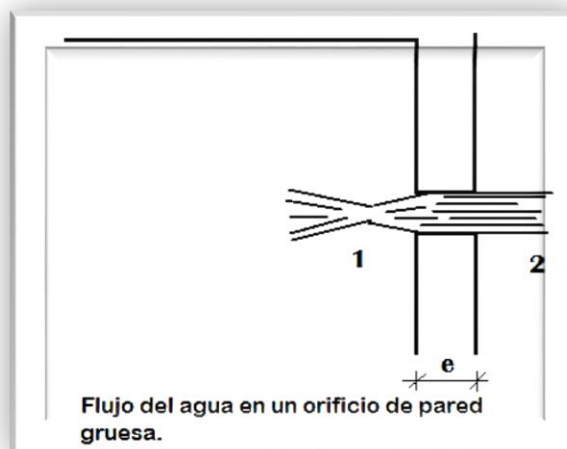
Para la captación de un manantial de ladera y concentrado

Para el dimensionamiento de la captación es necesario conocer el caudal máximo de la fuente, de modo que el diámetro de los orificios de entrada a la cámara húmeda sea suficiente para captar este caudal o gasto. Conociendo el gasto, se puede diseñar el área del orificio en base a una velocidad de entrada no muy alta y al coeficiente de contracción de los orificios.

Cálculo de la distancia entre el afloramiento y la cámara húmeda

Es necesario conocer la velocidad de paso y las pérdidas de carga sobre el orificio de salida como se ve en la **figura 3.3** aplicando la ecuación de Bernoulli entre los punto 0 y 1, resulta:

Figura 3.3. Cálculo de la distancia de afloramiento



$$\frac{P_o}{\gamma} + h_o + \frac{V_o^2}{2 * g} = \frac{P_1}{\gamma} + h_1 + \frac{V_1^2}{2 * g}$$

Considerando los valores de P_o , V_o , P_1 , V_1 igual a cero, se tiene

$$h_o = \frac{V_1^2}{2 * g} \quad (\text{Ecuación 3.3.1})$$

Dónde:

h_o = altura entre el afloramiento y el orificio de entrada

(Se recomienda valores de 0.4 a 0.5 m)

V_1 = Velocidad teórica en m/s

g = aceleración de la gravedad

Mediante la ecuación de continuidad entre los puntos 1 y 2, se tiene

$$Q_1 = Q_2$$

$$C_d * A_1 * V_1 = A_2 * V_2$$

Siendo $A_1 = A_2$

$$V_1 = \frac{V_2}{C_d} \quad (\text{Ecuación 3.3.2})$$

Dónde:

V_2 = velocidad de pase (se recomienda 0.6 m/s)

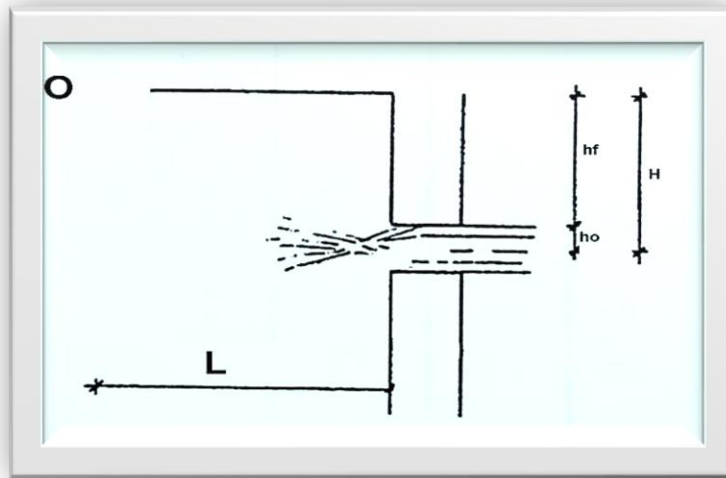
C_d = Coeficiente de descarga en el punto 1 (se asume 0.8)

Reemplazando el valor de V_1 en la ecuación 2 en la ecuación 1 se tiene

$$h_o = 1.56 * \frac{V_2^2}{2 * g} \quad (\text{Ecuación 3.3.3})$$

Para los cálculos, h_o es definida como la carga necesaria sobre el orificio que permite producir la velocidad de pase como se observa en la siguiente **Figura 3.4**.

Figura 3.4. Carga necesaria sobre el orificio



Se observa que $H = H_f + h_o$

Donde h_f es la pérdida de carga que servirá para determinar la distancia entre el afloramiento y la cámara de captación (L)

$$H_f = H - h_o \quad (\text{Ecuación 3.3.4})$$

$$H_f = 0.30 * L$$

$$L = \frac{H_f}{0.30} \quad (\text{Ecuación 3.3.5})$$

Ancho de la pantalla (b)

Para determinar el ancho de la pantalla es necesario conocer el diámetro y el número de orificios que permitan fluir el agua desde la zona de afloramiento hacia la cámara

húmeda. Para el cálculo del diámetro de la tubería de entrada (D), se utilizan las siguientes ecuaciones.

$$Q_{\max} = V * A * Cd \quad (\text{Ecuación 3.3.6})$$

$$Q_{\max} = A * Cd * (2 * g * h)^{\frac{1}{2}} \quad (\text{Ecuación 3.3.7})$$

Donde

Q_{\max} = Gasto máximo de la fuente en l/s

V = Velocidad de paso (se asume 0.50 m/s, siendo menor que el valor máximo

Recomendado de 0.60 m/s)

A = Área de la tubería en m².

Cd = Coeficiente de descarga (0.60 a 0.80)

g = Aceleración de la gravedad

h = Carga sobre el centro del orificio (m)

Despejando de la ecuación 6 el valor de A resulta.

$$A = \frac{Q_{\max}}{Cd * V} = \frac{\pi * D^2}{4} \quad (\text{Ecuación 3.3.8})$$

Considerando la sobre carga el centro del orificio de la ecuación 3.3.7 el valor de A será.

$$A = \frac{Q_{\max}}{Cd * (2 * g * h)^{\frac{1}{2}}} = \frac{\pi * D^2}{4} \quad (\text{Ecuación 3.3.9})$$

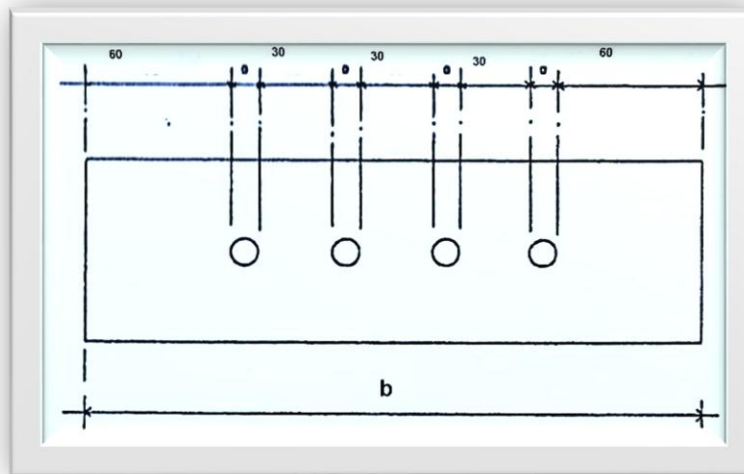
El valor de D será definido mediante $D = \left(\frac{4 * A}{\pi} \right)^{\frac{1}{2}}$

Numero de orificios: se recomienda usar diámetros (D) menores o iguales a 2". Si se obtuvieron diámetros mayores será necesario aumentar el número de orificios (NA), siendo:

$$NA = \frac{\text{Area..del..diametro..calculado}}{\text{Area..del..diametro..asumido}} + 1 = \left(\frac{D_1}{D_2} \right)^2 + 1 \quad (\text{Ecuación 3.3.10})$$

Para el cálculo del ancho de la pantalla, se asume que para una buena distribución del agua los orificios se deben ubicar como se muestra en la siguiente **Figura 3.4**.

Figura 3.5. Cálculo del ancho de la pantalla



Siendo “D” el diámetro de la tubería de entrada y “b” el ancho de la pantalla

Conociendo el número de orificios y el diámetro de entrada se calcula el ancho de la pantalla (b) mediante la siguiente ecuación.

$$b = 2 * (6 * D) + NA * D + 3 * D * (NA - 1) \quad (\text{Ecuación 3.3.11})$$

Dónde:

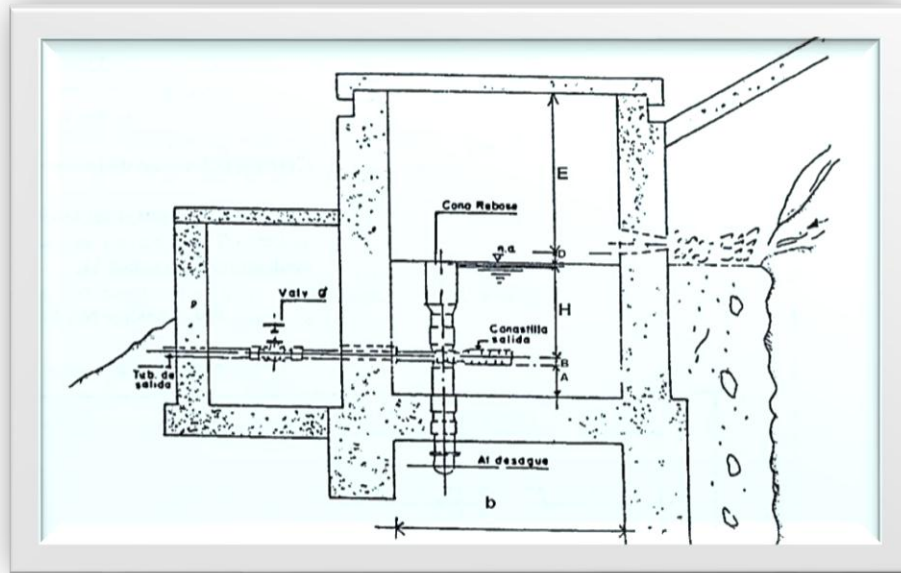
D= diámetro del orificio

b= ancho de la pantalla

NA= Numero de orificios

Altura de la cámara húmeda

Figura 3.6. Altura de la cámara húmeda.



En base a los elementos identificados en la **figura 3.6**, la altura total de la cámara se calcula con la siguiente ecuación:

$$H_t = A + B + H + D + E \quad (\text{Ecuación 3.3.12})$$

Dónde:

A= Se considera una altura mínima de 10 cm. que permite la sedimentación de la arena.

B= Se considera la mitad del diámetro de la canastilla de la salida.

H= Altura de agua

D= Desnivel mínimo entre el nivel de ingreso del agua afloramiento y el nivel de aguas de la cámara húmeda (mínima 3 cm.)

E= Borde libre (de 10 a 30 cm.)

Para determinar la altura de la captación, es necesario conocer la carga requerida para que el gasto de salida de la captación pueda fluir por la tubería de conducción. La carga requerida es determinada mediante la Ecuación 3.

$$H = 1.56 * \frac{V_2^2}{2 * g} \quad (\text{Ecuación 3.3.13})$$

Dónde:

H= carga requerida en m.

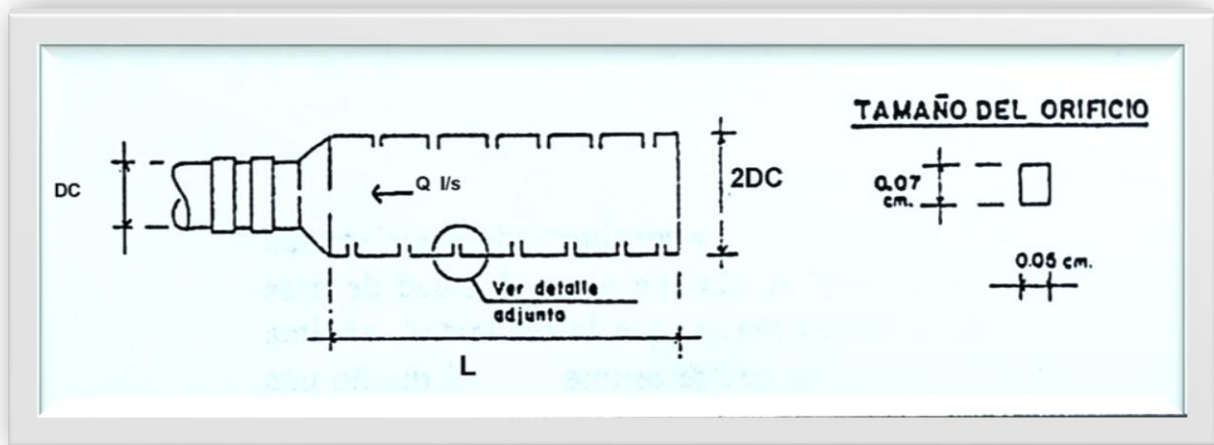
V= Velocidad promedio en la salida de la tubería de aducción en m/s

g = Aceleración de la gravedad es igual 9.81 m/s²

Se recomienda una altura mínima de H=30 cm.

Dimensionamiento de la canastilla

Figura 3.7 Dimensionamiento de la canastilla



Para el dimensionamiento se considera que el diámetro de la canastilla debe ser 2 veces el diámetro de la tubería de salida a la línea de conducción (D_c) de acuerdo a la Figura 5, que el área total de las ranuras (A_t) sea el doble del área de la tubería de la línea de conducción; y que la longitud de la canastilla (L), sea mayor a 3 D_c y menor a 6 D_c .

$$A_t = 2 * A_c \quad (\text{Ecuación 3.3.14})$$

Donde

$$A_c = \frac{\pi * D_c^2}{4}$$

Conocidos los valores del área de ranuras y el área de cada ranura se determina el número de ranuras:

$$N-\text{.}^{\circ}\text{.de.}.\text{ranuras} = \frac{\text{Area.}.\text{total.}.\text{de.}.\text{ranuras}}{\text{Area.de.ranura}}$$

Tubería de rebose y limpieza

En la tubería de rebose y de limpieza se recomiendan pendientes de 1 a 1.5% y considera el caudal máximo de aforo, se determina el diámetro mediante la ecuación de Hazen Williams (para $C=140$):

$$D = \frac{0.71 * Q^{0.38}}{hf^{0.21}} \quad (\text{Ecuación 3.3.15})$$

Dónde:

D = Diámetro en pulg.

Q = Gasto máximo de la fuente en l/s

hf = Perdida de carga unitaria (m/m)

Para el diseño de la obra de toma del vertiente está constituido por el canal de recepción y una cámara de almacenamiento para luego de ella salga la tubería de aducción.

3.3.2 Línea de aducción

Son acueductos que trabajan a presión, su presión de trabajo es mayor a la presión atmosférica. El movimiento de agua se debe netamente a la fuerza de la gravedad sobre la masa de agua.

a) Tipos y materiales de tuberías

Todas las tuberías empleadas para el abastecimiento de agua potable son de forma circular. Las características de las mismas, se presentan en el

Capítulo de Tuberías y Accesorios del presente documento.

b) Velocidad de diseño en tuberías

La velocidad máxima debe ser considerada en función del tipo de material de la tubería, de acuerdo a la **cuadro**

Cuadro 3.8 Velocidades máximas permisibles en tuberías

Material	Velocidad máxima (m/s)
Tubería revestida de hormigón simple	3
Tubería de asbesto cemento	5,00
Tubería de PVC	5,00
Tubería de hierro fundido	5,00
Tubería acero galvanizado	5,00
Tubería de acero	5,00

Fuente: Manual de Hidráulica, Azevedo Netto – Acosta Guillermo

La velocidad mínima en la tubería debe ser establecida en función de la velocidad de auto limpieza. La velocidad mínima recomendada es de 0,30 m/s.

c) Cálculo hidráulico y pérdidas de carga en tuberías

Para el cálculo hidráulico y la determinación de pérdidas de carga en

Tuberías a presión se pueden utilizar las siguientes fórmulas:

• Fórmula de Flamant

Se expresa por la ecuación:

$$S_t = \frac{4 * b * v^{7/2}}{D^{3/2}} \quad \text{Ecuación 3.3.2.1}$$

Dónde: S_t Pérdida de carga unitaria en m/m

b = Coeficiente de Flamant

v =Velocidad del agua en m/s

D = Diámetro interno de la tubería en m

• Fórmula de Darcy-Weisbach.

El cálculo de la pérdida de carga distribuida o continua en una tubería o conducto cilíndrico largo se debe efectuar mediante la siguiente fórmula:

$$h_f = f * \frac{L * v^2}{D * 2 * g} \quad \text{Ecuación 3.3.2.2}$$

Dónde: h_f =Pérdida de carga distribuida o continua en m

f = Coeficiente de pérdida de carga distribuida

L =Longitud de tubería en m

v =Velocidad media de flujo en m/s

d =Diámetro interno de la tubería en m

g= Aceleración de la gravedad (9,81 m/s²)

• Fórmula de Hazen Williams

Es la más empleada por su simplicidad y grado de exactitud, se

Expresa como:

$$hf = \frac{10.643 * Q^{1.852}}{C^{1.852} * D^{4.87}} \quad \text{Ecuación 3.3.2.3}$$

Dónde: Q = Caudal en m³/s

C = Coeficiente de Hazen Williams (adimensional), véase el **cuadro 3.9**

D= Diámetro interno de la tubería en m

J= Pérdida de carga unitaria o gradiente hidráulico en m/m

$$J = hf / L$$

hf Pérdida de carga en m

L= Longitud de la tubería en m

Cuadro 3.9 Valores del coeficiente C de Hazen-Williams

Material	C
Acero galvanizado	125
Acero soldado c/revestimiento	130
Asbesto cemento	120
Hierro fundido nuevo	100
Hierro fundido usado (15 a 20 años)	60 – 100
Hierro fundido dúctil c/revestimiento de cemento	120
Plástico PVC o Polietileno PE	140

Fuente: Manual de Hidráulica, Azevedo Netto – Acosta Guillermo

a) Presiones máximas y mínimas

- La presión estática máxima de la tubería de aducción no debe ser mayor al 80% de la presión de trabajo especificada por el fabricante, debiendo ser compatibles con las presiones de servicio de los

Accesorios y válvulas a utilizarse.

- La presión mínima recomendable en cualquier punto de la tubería de aducción, en las condiciones más desfavorables de escurrimiento, debe ser de 2 m.c.a., excepto en los puntos inicial y final de la aducción ligados a un tanque o cámara en contacto con la atmósfera.

3.3.3 Tratamiento

En cuanto a la calidad del agua se refiere, en el ANEXO 2 se tiene un informe del mismo donde se pueden apreciar que los parámetros evaluados tanto: físicos-químicos y bacteriológicos están dentro de los rangos propuestos por la norma.

Para la desinfección del agua, utilizaremos un hipoclorador por goteo cuyo diseño fue extraído de los planos tipo de la” Guía Técnica de Diseño de Agua Potable y Saneamiento” publicado por el ministerio de servicios obras públicas, que será ubicado encima del tanque de regulación.

▫ **Dosificación del cloro:**

De acuerdo al balance de masas se tiene:

$$Q * D = qs * Cs$$

Dónde:

Q: caudal de entrega al tanque [l/s]

D: dosis de cloro [mg/l]

qs: caudal de la solución [l/s]

Cs: concentración de la solución

El caudal de entrega al tanque será el caudal máximo diario del proyecto: Q: 0.89 [l/s], con una dosis asumida de 0.7 [mg/l] y con un caudal de la solución que será suministrado por un tanque de 140 litros de capacidad en 14 días de operación de: $1.2 \cdot 10^{-4}$ [l/s].

De la siguiente ecuación se evaluará la concentración de la solución:

$$C_s = \frac{Q \cdot D}{q_s}$$

$$C_s = \frac{0.89 \cdot 0.7}{1.2 \cdot 10^{-4}}$$

$$C_s = 5191.70 \text{ [mg/l]}$$

Con el que se calculará el cloro activo necesario:

$$W = V \cdot C_s$$

$$W = 140 \text{ l} \cdot 0.0051917 \text{ kg/l}$$

$$W = 0.726 \text{ Kg CL}_2$$

Como la dosis se valió para una concentración de 70%:

$$W = \frac{0.726}{0.70} = 1.04 \text{ kg de hipoclorito de calcio (HTH) al 70\%.$$

En síntesis se requieren 1040 gramos de hipoclorito de calcio en un volumen 140 litros de agua limpia para una operación de 14 días.

Es aconsejable que esta dosificación sea planificada por el operador del sistema de manera que se tengan buenos resultados en el análisis de cloro residual cuando el sistema se encuentre en funcionamiento.

3.3.4 Tanque de almacenamiento

Definición:

Los tanques de almacenamiento son estructuras civiles destinadas al almacenamiento y regulación del agua. Tienen como función mantener un volumen adicional como

reserva y garantizar las presiones de servicio en la red de distribución para satisfacer la demanda de agua.

Tipos de tanques de almacenamiento

Los tanques pueden ser clasificados de diferentes formas, a continuación se presentan las formas típicas:

a) Considerando la ubicación sobre el terreno

Los tanques pueden estar localizados en tres posiciones:

- Tanques superficiales
- Tanque elevado
- Tanques enterrados y semienterrados

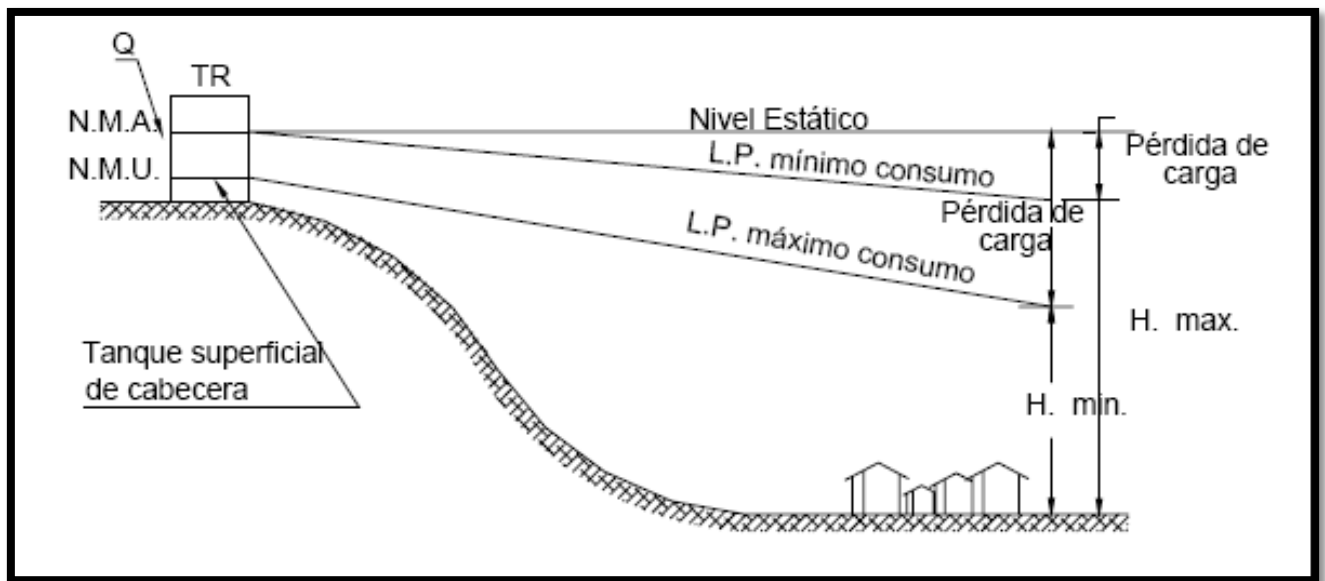
b) Considerando el tipo de alimentación (véase **Figura 3.8**)

- Tanques de cabecera (regulación)
- Tanques de compensación (cola)

c) Considerando el tipo de material de construcción

- Hormigón Ciclópeo
- Hormigón Armado
- Ferro cemento
- Metálicos
- Plásticos (polímeros)
- Ladrillo

Figura 3.8. línea piezometrica



Capacidad del tanque de almacenamiento

La capacidad del tanque de almacenamiento, debe ser igual al volumen que resulte mayor de las siguientes consideraciones:

- a) Volumen de regulación
- b) Volumen contra incendios
- c) Volumen de reserva

Se admite que el proyectista realice análisis técnicos que justifiquen otros criterios para la determinación del volumen o capacidad de almacenamiento.

Volumen de regulación

El cálculo del volumen puede ser realizado de dos formas:

- a) Curvas de consumo

En el que se toma en cuenta la curva de variaciones horarias de la demanda en el día de máximo consumo, la curva de consumos acumulados y las características del sistema (gravedad, bombeo, funcionamiento continuo, discontinuo, etc.)

b) Coeficientes empíricos

Para sistemas por gravedad, el volumen del tanque de regulación debe estar entre el 15% a 30% del consumo máximo diario. Se empleará el mayor valor cuando el caudal máximo horario sea muy alto respecto al caudal medio diario (demanda instantánea elevada) y/o cuando el periodo de no uso del agua sea prolongado.

Para sistemas por bombeo, el volumen del tanque de regulación debe estar entre el 15 a 25% del consumo máximo diario, dependiendo del número y duración de las horas de bombeo, así como de los horarios en los que se realicen dichos bombeos.

Para cualquiera de los casos el volumen debe ser determinado utilizando la siguiente expresión:

$$V_r = C * Q_{\max.d} * t_r$$

Dónde: V_r = Volumen de regulación en m^3

C = Coeficiente de regulación

Sistemas con tanque semienterrado 0,15 a 0,30

Sistemas con tanque elevado 0,15 a 0,25

$Q_{\max.d}$ =Caudal máximo diario en m^3/d

t_r = Tiempo en días

$t_r = 1$ día como mínimo

Volumen contra incendios

Este volumen está destinado a garantizar un abastecimiento de emergencia para combatir incendios. El cálculo del volumen contra incendios no es obligatorio para poblaciones menores a 10.000 habitantes, sin embargo, el proyectista determinará su empleo en función de la importancia de la zona a servir, de la densidad poblacional y principalmente las posibilidades de ocurrencia.

El volumen contra incendios debe ser calculado para un período de 2 a 4 hrs mediante la siguiente expresión:

$$V_i = 3,6 * Q_i * t_i$$

Dónde: V_i =Volumen contra incendios en m³

Q_i =Caudal contra incendios en l/s

t_i =Tiempo en horas (entre 2 a 4 hrs)

Para poblaciones menores a 10.000 habitantes y con densidades menores o iguales a 100 hab/hectárea, el caudal contra incendios podrá considerarse hasta un máximo de 10 l/s a la salida del tanque y en la red principal con hidrantes. El caudal asignado dependerá de las posibilidades de ocurrencia, clima y el tipo de viviendas del lugar, que deberán ser estudiadas por el proyectista.

Volumen de reserva

Este volumen prevé el abastecimiento de agua durante las interrupciones accidentales de funcionamiento de los componentes del sistema situados antes del tanque de almacenamiento, o durante períodos de reparaciones y mantenimiento de obras de captación, conducción, tratamiento y/o en casos de falla en el sistema de bombeo.

Se determina mediante:

$$V_{re} = 3,6 * Q_{máx.d} * t_{re}$$

Dónde: V_{re} = Volumen de reserva en m^3

$Q_{max.d}$ = Caudal máximo diario en l/s

t_{re} =Tiempo de reserva en horas (entre 2 a 4 horas)

3.3.5 Red de distribución

Se clasifican en redes abiertas, redes cerradas y redes mixtas.

Se las puede definir como el conjunto de tuberías destinadas al suministro de agua a los usuarios, los sistemas de distribución deben cumplir con los siguientes requisitos:

- Suministrar agua potable al consumidor en la cantidad y calidad necesaria
- Proveer suficiente agua para combatir incendios en cualquier punto del sistema.

Presión de Servicio

Durante el período de la demanda máxima horaria, la presión dinámica mínima en cualquier punto de la red no debe ser menor a:

- Poblaciones iguales o menores a 2.000 habitantes 5,00 m.c.a.
- Poblaciones entre 2.001 y 10.000 habitantes 10,00 m.c.a.
- Poblaciones mayores a 10.000 habitantes 13,00 m.c.a.

Velocidades

La velocidad mínima en la red de distribución en ningún caso debe ser menor a 0,30 m/s para garantizar la auto limpieza del sistema. Para poblaciones pequeñas, se aceptarán velocidades menores, solamente en ramales de distribución.

La velocidad máxima en la red de distribución no debe ser mayor a 2,00 m/s.

Diámetros mínimos

Los diámetros mínimos de las tuberías principales para redes cerradas deben ser:

- En poblaciones menores a 2.000 habitantes 1”
- En poblaciones de 2.001 a 20.000 habitantes 1 ½” En redes abiertas, el diámetro mínimo de la tubería principal debe ser de 1”, aceptándose, en poblaciones menores a 2000 habitantes, un diámetro de ¾” para ramales.

Válvulas de aire

El aire acumulado en los puntos altos provoca la reducción del área de flujo del agua, produciendo un aumento de pérdida de carga y una disminución del gasto. Para evitar esta acumulación es necesario instalar válvulas de aire pudiendo ser automáticas o manuales. Debido al costo elevado de las válvulas automáticas, en la mayoría de las líneas de conducción se utilizan válvulas de compuerta con sus respectivos accesorios que requieren ser operadas periódicamente.

Válvulas de purga

Los sedimentos acumulados en los puntos bajos de la línea de conducción con topografía accidentada, provocan la reducción del área de flujo del agua, siendo necesario instalar válvulas de purga que permitan periódicamente la limpieza de tramos de tuberías.

3.4 Diseño de obras civiles

3.3.1 Obra de toma

DISEÑO DE LA OBRA DE TOMA

Gasto Máximo de la Fuente:	$Q_{max} =$	2.26	l/s	aproximado
Gasto Mínimo de la Fuente:	$Q_{min} =$	1.36	l/s	aproximado
Gasto Máximo Diario:	$Q_{md} =$	0.89	l/s	

1) Determinación del ancho de la pantalla:

Sabemos que:

$$Q_{max} = v_2 * Cd * A$$

Despejando:

$$A = \frac{Q_{max}}{v_2 * Cd}$$

Donde: Gasto máximo de la fuente: $Q_{max} = 2.26$ l/s

Coefficiente de descarga: $Cd = 0.80$ (valores entre 0.6 a 0.8)

Aceleración de la gravedad: $g = 9.81$ m/s²

Carga sobre el centro del orificio: $H = 0.40$ m

Velocidad de paso teórica: $V_{2t} = Cd * \sqrt{2 * g * H}$

$$v_{2t} = 2.24 \text{ m/s (en la entrada a la tubería)}$$

Velocidad de paso asumida: $v_2 = 0.60$ m/s (el valor máximo es 0.60m/s, en la entrada a la tubería)

Area requerida para descarga: $A = 0.005$ m²

Ademas sabemos que:

$$D = \sqrt{\frac{4 * A}{\pi}}$$

Diametro de tubería de ingreso: $D_c = 0.08$ m

$$D_c = 3.0 \text{ pulg}$$

Asumimos un diametro comercial: $D_a = 2.0$ pulg (se recomiendan diámetros $< \delta : 0.05$)

Determinamos el número de orificios en la pantalla:

$$Norif = \frac{\text{área del diámetro calculado}}{\text{área del diámetro asumido}} + 1$$

$$\text{Numero de orificios} \rightarrow Norif = \left(\frac{D_c}{D_a}\right)^2 + 1$$

Numero de orificios: $Norif = 4$ orificios

Conocido el número de orificios y el diámetro de la tubería de entrada se calcula el ancho de la pantalla (b), mediante la siguiente ecuación:

$$b = 2 * (6 * Da) + \text{Norif} * Da + 3 * Da * (\text{Norif} - 1)$$

b = Ancho de la pantalla: $b = 1.3 \text{ m}$
 Da = Diametro de la tuberia de ingreso
 Norif = numero de orificios de la pantalla

2) Calculo de la distancia entre el punto de afloramiento y la cámara húmeda:

Sabemos que: $H_f = H - h_o$

Donde: Carga sobre el centro del orifici $H = 0.40 \text{ m}$

Además: $h_o = 1.56 \frac{v_2^2}{2g}$

Pérdida de carga en el orificio: $h_o = 0.03 \text{ m}$

Hallamos: Pérdida de carga afloramiento - reservorio: $H_f = 0.37 \text{ m}$

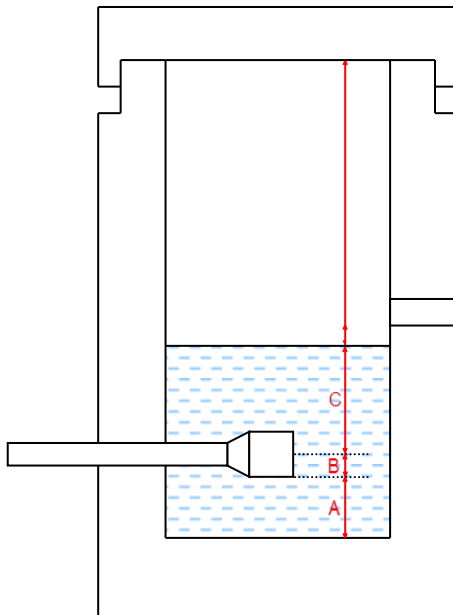
Determinamos la distancia entre el afloramiento y la captación:

$$L = \frac{H_f}{0.30}$$

Distancia afloramiento - reservorio: $L = 1.24 \text{ m}$

3) Altura de la cámara húmeda:

Determinamos la altura de la camara húmeda mediante la siguiente ecuación:



Donde:

A: Se considera una altura mínima de 10cm que permite la sedimentación

$$A = 15.0 \text{ cm}$$

B: Se considera la mitad del diámetro de la canastilla de salida.

$$B = 2.5 \text{ cm}$$

D: Desnivel mínimo entre el nivel de ingreso del agua de afloramiento y el nivel de agua de la cámara húmeda (mínima 3cm).

$$D = 3.0 \text{ cm}$$

E: Borde Libre (se recomienda de 10 a 30cm).

$$E = 30.0 \text{ cm}$$

C: Altura de agua para que el gasto de salida de la captación pueda fluir por la tubería de conducción se recomienda una altura mínima de 30cm).

$$C = 1.56 * \frac{v^2}{2 * g} = 1.56 * \frac{Qmd^2}{2 * g * A^2}$$

Donde: Caudal máximo diario: $Qmd = 0.001$ m³/s
 Área de la tubería de salida: $A = 0.002$ m²

Por tanto: Altura calculada: $C = 0.02$ m

Resumen de Datos:

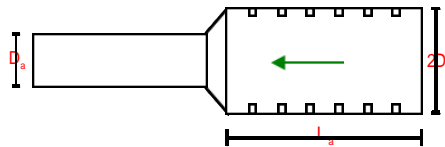
A = 15.0 cm
 B = 2.5 cm
 C = 30.0 cm
 D = 3.0 cm
 E = 30.0 cm

Hallamos la altura total: $Ht = A + B + H + D + E$

$Ht = 0.81$ m

Altura Asumida: $Ht = 1.00$ m

4) Dimensionamiento de la Canastilla:



El diámetro de la canastilla debe ser dos veces el diámetro de la línea de conducción:

$$D_{canastilla} = 2 \times D_a$$

$$D_{canastilla} = 4 \text{ pulg}$$

Se recomienda que la longitud de la canastilla sea mayor a $3D_a$ y menor que $6D_a$:

$$L = 3 \times 2.0 = 6 \text{ pulg} = 15.2 \text{ cm}$$

$$L = 6 \times 2.0 = 12 \text{ pulg} = 30.5 \text{ cm}$$

$$L = 25.0 \text{ cm}$$

Siendo las medidas de las ranuras: ancho de la ranura = 5 mm (medida recomendada)
 largo de la ranura = 7 mm (medida recomendada)

Siendo el área de la ranura: $A_r = 35 \text{ mm}^2 = 0.0000350 \text{ m}^2$

Debemos determinar el área total de las ranuras:

$$A_{\text{TOTAL}} = 2A_r$$

Siendo: Área sección tubería de salida: $A_s = 0.0020 \text{ m}^2$

$$A_{\text{TOTAL}} = 0.0041 \text{ m}^2$$

El valor de A_{total} debe ser menor que el 50% del área lateral de la granada (A_g)

$$A_g = 0.5 \times D_g \times L$$

Donde: Diámetro de la granada: $D_g = 4 \text{ pulg} = 10.2 \text{ cm}$
 $L = 25.0 \text{ cm}$

$$A_g = 0.040 \text{ m}^2$$

Por consiguiente: $A_{\text{TOTAL}} < A_g$ **OK!**

Determinar el número de ranuras:

$$N^{\circ}\text{ranuras} = \frac{\text{Área total de ranura}}{\text{Área de ranura}}$$

$$N^{\circ}\text{ranuras} = 115$$

5) Cálculo de Rebose y Limpieza:

La tubería de rebose y limpia tienen el mismo diámetro y se calculan mediante la siguiente ecuación:

$$D_r = \frac{0.71 \times Q^{0.38}}{h_f^{0.21}}$$

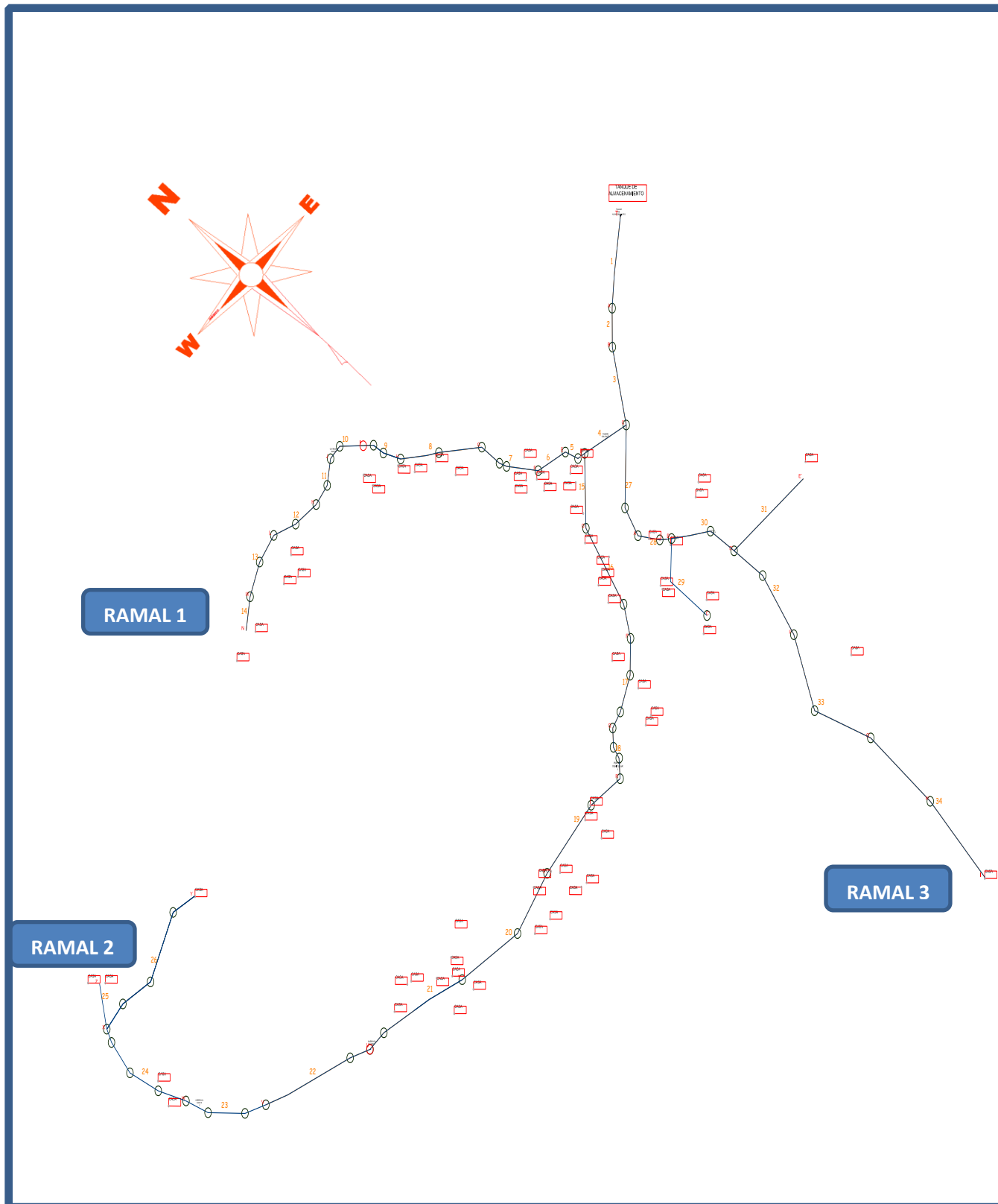
Donde: Gasto máximo de la fuente: $Q_{\text{max}} = 2.26 \text{ l/s}$
 Pérdida de carga unitaria en m/l $h_f = 0.015 \text{ m/m}$ (valor recomendado)

Diámetro de la tubería de rebose: $D_r = 2.34 \text{ pulg}$

Asumimos un diámetro comercial: $D_r = 2 \text{ pulg}$

3.3.2 LINEA DE ADUCCION

3.3.3 Red de distribución



Numero Tuberia	Long. (m)	nudo	Elevacion m.s.n.m.	DISEÑO DE LA RED ABIERTA "MÉTODO DEL NÚMERO DE VIVIENDAS"
1	96.804	T	2220	
2	39.832	A	2201	
3	82.332	B	2197	
4	69.144	C	2190	
5	31.266	D	2185	
6	44.724	E	2187	
7	89.469	F	2187	
8	121.563	G	2189	
9	43.31	H	2195	
10	70.236	I	2197	
11	53.048	J	2192	
12	71.348	K	2193	
13	72.718	L	2195	
14	35.638	M	2188	
15	89.08	N	2184	
16	132.265	O	2174	
17	97.663	P	2168	
18	54.43	Q	2167	
19	146.831	R	2168	
20	170.69	S	2176	
21	155.94	T	2181	
22	166.06	U	2183	
23	109.137	V	2193	
24	146.448	W	2194	
25	48.209	X	2190	
26	197.992	Y	2171	
27	119.986	Z	2181	
28	151.26	A'	2173	
29	126.942	B'	2172	
30	125.544	C'	2167	
31	171.844	D'	2170	
32	222.374	E'	2178	
33	250.000	F'	2170	
34	210.000	G'	2167	
Total	3814.13	H'	2167	
		I'	2169	

Datos

Pa =	365 hab	Poblacion actual
i =	1.52 %	Indice de crecimiento poblacional
t =	20 años	Periodo de diseño
Df =	104 Lt / hab / dia	Dotacion futura
K1 =	1.5	Coefficiente de variacion diaria
K2 =	2.2	Coefficiente de variacion horaria

$$Pf = Pa \cdot \left(1 + \frac{i}{100}\right)^t$$

$$Pf = 365 \cdot \left(1 + \frac{1.52}{100}\right)^{20} = 494 \text{ hab}$$

CAUDAL MÁXIMO HORARIO

$$Q_{\max_h} = Qm \cdot K_1 \cdot K_2 = \frac{Pf \cdot Df}{86400} \cdot K_1 \cdot K_2 \left(\frac{Lt}{seg}\right)$$

$$Q_{\max_h} = \frac{462 \cdot 104}{86400} \cdot 1.2 \cdot 2 = 1.96 \text{ l/seg}$$

CAUDAL UNITARIO POR VIVIENDA

$$qu = \frac{Q_{\max_h}}{Nv} = \frac{1.96 \text{ l/seg}}{64 \text{ viviendas}} = 0.03063 \text{ l/seg/vivienda}$$

N de viviendas	Q (%)	Q (lt/s)	tramo	Q/conex.	
Ramal 2 =	35	54.7%	1.07	D-O	0.0306
Ramal 3 =	11	17.2%	0.34	C-A'	0.0306
Ramal 1 =	18	28.1%	0.55	D-E	0.0306
Total =	64	100.00%	1.96	T-C	0.0306

3.3.3 RED DE DISTRIBUCION

3.3.4 Diseño del tanque de almacenamiento

DISEÑO HIDRÁULICO DEL TANQUE DE ALMACENAMIENTO.-

$$Q_{\max_d} = Q_m \cdot K_1 = \frac{Pf \cdot Df}{86400} \cdot K_1 \left(\frac{Lt}{seg} \right)$$

$$Q_{\max_d} = 0.89194 \text{ Lt/seg}$$

a) Volumen de Regulación (En 24 horas)

15-30 % del consumo máximo diario (gravedad)

15-25 % del consumo máximo diario (bombeo)

$$V_{24} = 0.89 \frac{lt}{s} * \frac{86400 s}{1 dia} * \frac{1 m^3}{1000 lt}$$

$$V_{(24)} = 77.064 \text{ m}^3$$

Con el 30 % $V_r = 0.3 * 77.064 \text{ m}^3 = 23.1192 \text{ m}^3$

Con el 15% $V_r = 0.15 * 77.064 \text{ m}^3 = 11.5596 \text{ m}^3$

b) Volumen de reserva (4 horas de consumo máximo diario)

$$Q_{\max_d} = 0.89194 \text{ Lt/seg}$$

$$V_r = 0.89 \frac{lt}{s} * \frac{3600 s}{1 hr} * \frac{1 m^3}{1000 lt} = 12.844 \text{ m}^3$$

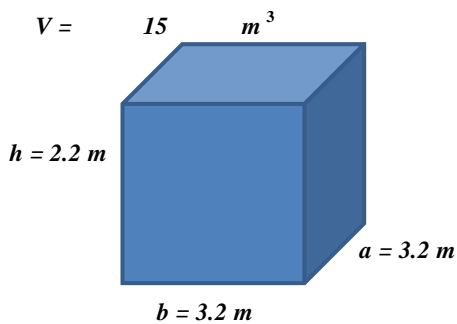
VOLUMEN DEL TANQUE: MÁXIMO =

15

m³

DIMENSIONAMIENTO DEL TANQUE DE ALMACENAMIENTO

TANQUE SEMI ENTERRADO DE SECCION CIRCULAR:



$$\text{Si } V = a * b * h$$

$$\text{Si } a = b$$

$$\text{para una base de (b) : } 3 \text{ m}$$

$$h = 1.7 \text{ m}$$

TIEMPO DE VACIADO DEL TANQUE (2 - 4 HORAS)

$$T = \frac{2 * S * \sqrt{h}}{m * W * \sqrt{2 * g}}$$

<i>T</i> =	<i>2.00</i>	<i>ht</i>	Tiempo de vaciado del tanque [horas]
<i>S</i> =	<i>9.00</i>	<i>m2</i>	Superficie del tanque en [m2]
<i>h</i> =	<i>1.70</i>	<i>m2</i>	Carga sobre el desague en [m]
<i>m</i> =	<i>0.60</i>	<i>adm.</i>	Coficiente de contraccion (0.60 - 0.65)
<i>W</i> =	<i>0.00123</i>	<i>m2</i>	Area del dispositivo de desague en [pulg]
<i>g</i> =	<i>9.81</i>	<i>m/s2</i>	Gravedad [m/s2]

$$W = 0.00123 \quad m2$$

$$D = 0.04 \quad m2 \quad 1.56 \quad pulg.$$

$$\text{diametro de la tuberia de desague} \quad D = 2.00 \quad pulg.$$

3.3.5 Diseño de las obras de paso

DISEÑO DE PUENTE COLGANTE L=15 m

DETERMINACIÓN DE LA GEOMETRÍA DEL PUENTE

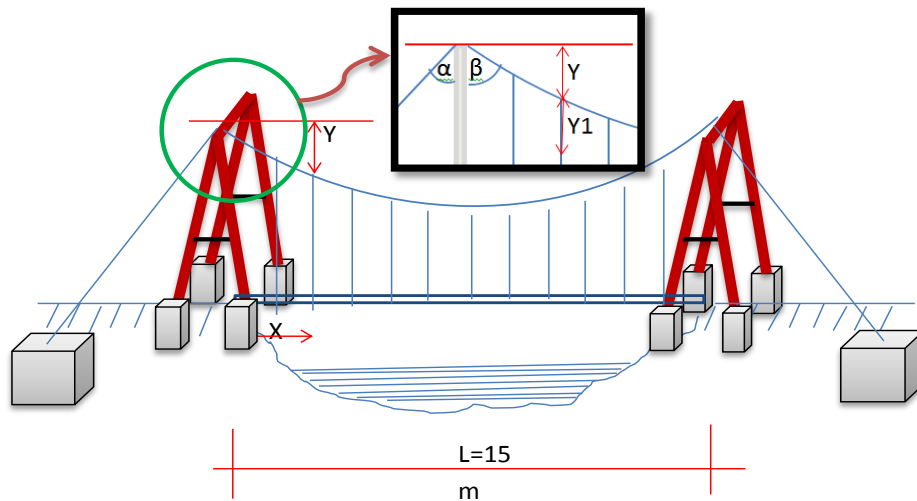
$L = 15$ m luz del puente colgante

$S = 2$ m separación entre pendolones

$f = 2 \quad 3$ flecha

$$y = \frac{4 * f}{L^2} * (L * x - x^2)$$

X	Y	Y1
0	0.00	2.00
2	0.92	1.08
4	1.56	0.44
6	1.92	0.08
8	1.99	0.01
10	1.78	0.22
12	1.28	0.72
15	0.00	2.00



CARGAS:

Carga Muerta:

Tubería de PVC 11/2	4.16	kg/m
agua a tubo lleno	1.1	kg/m
cables y tirantes asu.	0.51	kg/m

Obteniendo la Carga Muerta:

$$CM = 5.77 \text{ kg/m}$$

Carga Viva:

Sobre carga	50	kg/m
viento	30	kg/m

Obteniendo la Carga Viva

$$CV = 80 \text{ kg/m}$$

Determinando la combinacion de cargas:

$$Q = 1.2 * CM + 1.6 * CV$$

$$Q = 135 \text{ kg/m}$$

Diseño de pendolones

Tension Admisible del cable: $\sigma_{adm} = 4080 \text{ kg/cm}^2$

Separacion de los pendolones 2 m

$$P = Q * S$$

$$P = 270 \text{ kg}$$

$$\sigma_{adm} = P/A$$

$$A = P/\sigma_{adm}$$

$$A = 0.07 \text{ cm}^2$$

$$D = \sqrt{\frac{4 * A}{\pi}}$$

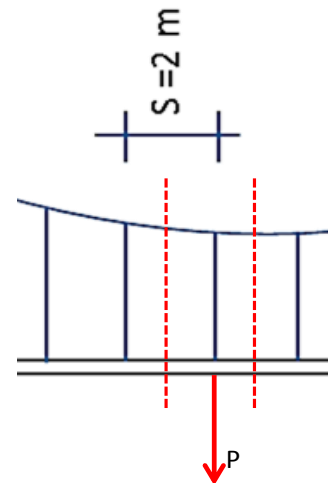
$$D = 0.11$$

Adoptando un D comercial de 1/4"

DISEÑO DEL CABLE

El esfuerzo maximo en el cable

$$\begin{aligned} Q &= 135 \text{ kg/m} && \text{Carga por metro lineal} \\ L &= 15 \text{ m} && \text{Luz del puente colgante} \\ f &= 2 && \text{Flecha} \end{aligned}$$



$$T_c = \frac{Q * L^2}{8 * f} * \left(1 + \frac{16 * f^2}{L^2} \right)^{\frac{1}{2}}$$

$$T_c = 2150.43 \quad \text{kg}$$

$$\sigma_{adm} = \frac{T_c}{A}$$

$$A = \frac{T_c}{\sigma_{adm}} \quad A = 0.527 \text{ cm}^2$$

$$D = \sqrt{\frac{4 * A}{\pi}}$$

$$D = 0.819 \text{ cm}$$

$$D = 0.323 \text{ pulg}$$

Diametro de los cables

adoptando un diametro comercial de 3/8"

DISEÑO DE PARANTES DE F.G.

$$\alpha = 53.7$$

$$\beta = 79.2$$

$$N = T_c * \text{sen}\alpha + T_c * \text{sen}\beta$$

$$621 \quad 1352.48 \quad 1973.43$$

$$N = 3846 \quad \text{kg}$$

DISEÑO DE LA PARANTES DE F.G.

$$k = 1$$

$$N = 961 \text{ kg/cm}^2$$

$$L = 3 \text{ m} \quad 300 \text{ cm}$$

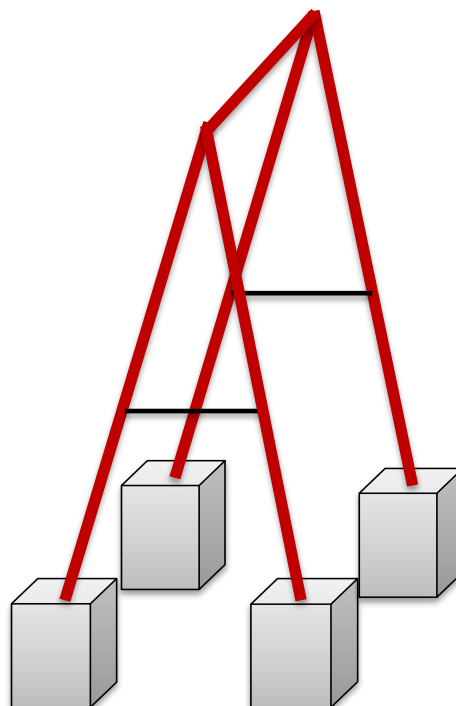
$$f_y = 2530 \text{ kg/cm}^2$$

$$E = 2100000 \text{ kg/cm}^2$$

$$\lambda_c = 1.5 \text{ asumido}$$

$$N \text{ de Columnas} = 4$$

$$f_a = \frac{N d}{A} \leq F_a$$



$$\lambda c = \frac{k * l}{\pi * r} * \sqrt{\frac{f_y}{E}} \quad \lambda c * r = 3.31453$$

$$f_c = \frac{0.877}{\lambda c^2} * f_y \quad f_c = 986.138 \text{ kg/cm}^2$$

$$F_a = 0.85 * f_c \quad F_a = 838.217 \text{ kg/cm}^2$$

$$\frac{N d}{A} \leq F_a \quad A = 1.14693 \text{ cm}^2$$

SECCION CIRCULAR DE 2"

}	$r =$	1.28	cm	Radio de giro
	$I =$	3.71	cm ⁴	Inercia
	$A =$	2.27	cm ²	Area minima
	$t =$	2	mm	Espesor de la tub.

$$r = \sqrt{\frac{I}{2 * A}} \quad r = 2.05204$$

$$\lambda c = 1.61524$$

Verificacion de los las 2 condiciones:

$$f_c = 0.658^{\lambda c^2} * f_y \quad f_c = 654.49 \text{ kg/cm}^2$$

$$F_a = 0.85 * f_c \quad F_a = 556.316 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_a = \frac{N d}{A} \leq F_a \quad f_a = 423.515 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_a \leq F_a \quad 424 \leq 556.32 \text{ [kg/cm}^2\text{]} \text{ si cumple}$$

$$\frac{k * l}{r} \leq 200 \quad 146 \leq 200 \text{ [kg/cm}^2\text{]} \text{ si cumple}$$

OBRAS DE ARTE EN EL SISTEMA DE AGUA POTABLE "TOMATAS GRANDE Z NORTE"

NOMBRE DE LA OBRA DE ARTE	PROGRESIVA		DISTANCIA (I- J) (m)	COTA TERRENO	
	ENTRADA	SALIDA		ENTRADA (m.s.n.m)	SALIDA (m.s.n.m)
ADUCCIÓN					
Obra de Toma (de ladera)	0+000.00	0+000.00	0.00	2247.26	2247.26
Puente colgante 1 con parante de H.G.	0+115.00	0+145.00	30.00	2220.00	2220.00
Puente colgante 2 con parante de H.G.	0+324.00	0+354.00	30.00	2209.40	2209.30
Tanque de Almacenamiento de 15 m3	0+718.00	0+718.00	0.00	2220.00	2220.00
Valvula de purga	0+145.00	0+145.00	0.00	2219.50	2219.50
Valvula de aire	0+205.00	0+205.00	0.00	2226.50	2226.50
Valvula de purga	0+355.00	0+355.00	0.00	2209.40	2209.40
Valvula de aire	0+567.00	0+567.00	0.00	2217.10	2217.10
RED DE DISTRIBUCIÓN					
RAMAL NÚMERO 1					
Puente colgante 3 con parante de H.G.	0+236.00	0+289.00	53.00	2187.00	2185.00
Paso Badem 1	0+667.00	0+684.64	17.64	2193.00	2192.70
RAMAL NÚMERO 2					
Paso por puente vehicular	0+338.00	0+359.44	21.44	2167.90	2167.90
Paso Badem 2	0+815.00	0+837.00	22.00	2179.00	2179.00
Puente colgante 4 con parante de H.G.	1+113.00	1+128.00	15.00	2194.80	2194.80
RAMAL NÚMERO 3					
Puente colgante 5 con parante de H.G.	0+197.00	0+227.00	30	2167.80	2167.80
Valvula de purga (<i>ramal nemero 1</i>)	0+311.00	0+311.00	0.00	2186.40	2186.40
Valvula de aire (<i>ramal nemero 1</i>)	0+616.00	0+616.00	0.00	2196.70	2196.70
Valvula de aire (<i>ramal nemero 2</i>)	0+298.00	0+298.00	0.00	2165.40	2165.40
Valvula de purga (<i>ramal nemero 2</i>)	1+045.00	1+045.00	0.00	2196.00	2196.00
Valvula de aire (<i>ramal nemero 3</i>)	0+230.00	0+230.00	0.00	2169.90	2169.90

CAPÍTULO IV (PRESUPUESTO DEL PROYECTO)

4.1. Cálculos métricos

El cálculo métrico es la medición de longitudes, áreas y volúmenes de las obras de ingeniería del proyecto, esto se realiza con el fin de determinar la cantidad de materiales y mano de obra para ejecutarla. Los cálculos métricos se calcularon en base al diseño final de la línea de aducción, red de distribución, obra de toma, tanque, etc. *Ver el anexo N 3*

5.1. Precios unitarios

El precio Unitario puede definirse como el importe de la remuneración o pago total, que debe cubrirse al contratista por unidad de obra de cada uno de los conceptos de trabajo que realice. Así mismo, unidad de obra puede definirse como la unidad de medición que se señala en las especificaciones técnicas, como base para cuantificar cada concepto de trabajo para fines de medición y pago. El concepto de trabajo o concepto de obra, podrá quedar definido como el conjunto de operaciones y materiales que, de acuerdo con las especificaciones respectivas, integran cada una de las partes de una obra en que esta se divide convencionalmente para fines de medición y pago.

Resumiendo en un sola expresión los conceptos tratados anteriormente, se puede establecer en una forma más amplia que el precio unitario es la remuneración que recibe el contratista por las operaciones que realiza y los materiales que emplea en la ejecución de las distintas partes de una obra, considerando la unidad que de acuerdo con las especificaciones respectivas, se fija para efectos de medición de la ejecución.

Lo anterior, lógicamente, coincide con lo que tradicionalmente se ha considerado como Precio Unitario y además, cabe hacer notar que se ha establecido una liga

intima entre el precio unitario y la especificación, pues esta última es preponderante en el , aun cuando no sea lo único que lo determina.

Ver el anexo N 4

11.1. Presupuesto general

Una vez analizados todos los componentes o ítem del presupuesto del proyecto, es necesario preparar el presupuesto definitivo, la forma de presentación de los presupuestos que se verá en este punto, es un ejemplo de cómo se realiza el presupuesto final.

Es por eso que los precios unitarios tiene una gran importancia en lo que se refiere al presupuesto de una obra, puesto que los precios unitarios tienen que estar de acuerdo a la realidad del proyecto, es decir, tiene que tener una racionalidad de precios en relación al proyecto.

A continuación se presenta en forma esquemática la metodología para integrar los ítem pertenecientes al presupuesto de un proyecto.

Ver el anexo N 5

CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

- **Conclusiones del proyecto**

Se puede concluir que:

- Para el suministro constante del agua potable durante el periodo de diseño seleccionado se hizo el cálculo de la población futura por el método geométrico, porque es recomendable para diferentes números de habitantes en el caso nuestro al tener 365 habitantes se usó este método, con un índice de crecimiento poblacional 1.521 %, valor obtenido del INE de la Provincia Méndez (Primera sección) proyectado para 20 años con un resultado de 494 hab.
- Para garantizar un caudal de diseño necesario que satisfaga a toda la comunidad se calculó mediante la dotación y población futura con coeficientes de variación diaria 1.5 y horaria de 2.2, los valores obtenidos son inferiores a los valores que fueron aforados en la vertiente como se puede ver en la siguiente tabla:

Caudales aforados		Caudales de diseño	
<i>abril</i>	2.26	$Q_{mh} =$	1.96
<i>septiembre</i>	1.6	$Q_{md} =$	0.89
<i>octubre</i>	1.36	$Q_m =$	0.59

Se puede apreciar claramente que el caudal aforado en octubre siendo aproximadamente el mínimo con un valor de 1.36 l/s es mayor al caudal que se requiere captar con un valor de 0.89 l/s, entonces concluimos que se garantiza la cantidad de agua necesaria para abastecer a toda la comunidad.

- Los valores del coeficiente de variación horaria y diaria usados para calcular el caudal máximo diario, caudal máximo horario se optaron por usar los valores máximos recomendados por el motivo de explotar en la mayor cantidad el agua que nos ofrece la vertiente y así abastecer con mayor caudal a cada vivienda del presente proyecto.

- La obra de toma fue diseñada en función a la mejor alternativa y al tipo de afluente que más cercano que se encontraba, con la cantidad de agua suficiente para abastecer la necesidades de la comunidad, al encontrarse con un vertiente de ladera se diseñó un obra de captación de ladera con un caudal de captación suficiente para abastecer a la población proyectada en 20 años y en la época más crítica.
- En función al perfil topográfico de la línea de aducción se puede observar claramente que el diseño es a gravedad al ver que el desnivel es de 27.30 m y la perdida de carga de 9.43 m se puede concluir que el agua que se requiere abastecerá completamente al sistema con presiones garantizadas en todos los tramos esto es debido a que la longitud de la línea de aducción es pequeña con un valor de 731.6 m.
- Para garantizar la calidad del agua se diseñó un hipoclorador juntamente con el tanque de almacenamiento y se hizo el cálculo del cloro necesario para un tanque de 140 litros de agua con operación de 14 días, el cloro necesario para este volumen y tiempo es de 1040 gramos de Cloro.
- El tanque de regulación se diseñó con un volumen de 15 m³, por el requerimiento que se tiene para la población de la comunidad de Tomatas, la estructura es de hormigón ciclópeo para tener mayor estabilidad del tanque en función al suelo que se tiene (roca fracturada).
- En cuanto al nuevo trazo que se hizo para la red de distribución la longitud de las tuberías se incrementaron, pero a la misma vez se evitó el paso de las tuberías por medio de los terrenos, este nuevo trazo se hizo completamente por los caminos actuales de la comunidad para evitar rupturas de tuberías posteriormente.

- La red de distribución se divide en tres ramales principales ramal 1 con 18 viviendas ramal 2 con 35 viviendas ramal 3 con 11 viviendas, para la mejor eficiencia de la distribución del agua hacia los beneficiarios y principalmente para disminuir el costo en cuanto a tuberías.
- El diseño de la red de distribución se lo hizo por el método del número de viviendas, método obtenido de la norma boliviana para el diseño de sistemas de agua potable para poblaciones menores a 10.000 hab.
Este diseño al ser más eficiente en cuanto a la división de los caudales para cada beneficiario se hizo el cálculo respectivo, se puede apreciar en las tablas de cálculo que aparentemente cumplen los valores recomendados por la norma boliviana.
- Las presiones dinámicas del sistema en todos los tramos son mayores a 5 m.c.a. según la norma boliviana para sistemas de agua potable en comunidades esa es la presión mínima que debería tener el sistema, con estas presiones se abastecerá de forma permanente, en cuanto a la cantidad de agua para cada domicilio.
- Se diseñaron obras de paso para evitar la construcción de sifones donde las tuberías podrían ser arrastradas por riadas que se pueden dar en las quebradas, esto más que todo se realiza para garantizar el suministro constante y seguro del agua sin tener riesgos en el sistema.
- Se implementaron al diseño válvulas de purga y de aire para evitar aireamiento y taponamiento con lodo en las tuberías de aducción y distribución, esto es para mejorar el suministro constante de agua potable a la comunidad.
- En realidad se espera que el diseño una vez construido cumpla las funciones para las cuales han sido diseñadas cada una de sus obras que complementan al presente diseño, esto para abastecer de manera segura y continua en cuanto a

calidad y cantidad del agua potable hacia cada beneficiario de toda la comunidad.

- **Recomendaciones del proyecto**

- Se sugiere que para el diseño de obras en sistemas de agua potable para comunidades con poblaciones pequeñas se elija diseños tipo. Por tratarse de caudales muy minúsculos que no generan en el diseño dimensiones constructivas de las obras. En el presente trabajo se tropezó con este problema ante la poca preponderancia de los caudales calculados.
- El diseño de estos sistemas con redes abiertas a veces es complicado el cálculo de la planilla de la red debido a que se presentan grandes longitudes es decir que las viviendas de cada beneficiario se encuentran muy dispersas y no se puede utilizar fácilmente un método para tal diseño es el caso para el presente proyecto.
- Se recomienda a la comunidad de tomatas Grande Zona Norte a implementar micro medidores para el mejor uso del agua por motivos de mal uso, como por ejemplo los comunarios riegan sus parcelas con el agua potable es por eso que a veces el sistema no abastece a toda la comunidad en cambio al tener los micro medidores se podrían sancionar a las personas que hagan el mal uso a la misma vez facturar mensualmente para así poder hacer ampliaciones o renovaciones del sistema de agua potable de la comunidad.
- Paralelo a la construcción del sistema se recomienda hacer un taller de capacitación a los comunarios sobre el uso racional del agua, la organización que se debe tener para hacer que el proyecto sea auto sostenible como la parte técnica y económica para el mantenimiento del mismo.

Bibliografía:

1. **SIMÓN ARROCHA** Abastecimiento de Agua

2. **MINISTERIO DE SERVICIOS BÁSICOS Y OBRAS PÚBLICAS.** Instalaciones de agua - diseño para sistemas de agua potable NB 689 **Segunda revisión diciembre 2004.**

3. **MINISTERIO DE SERVICIOS BÁSICOS Y OBRAS PÚBLICAS.** Reglamento para el control de calidad del agua para consumo humano NB 512. **Segunda revisión diciembre 2004.**

4. **MINISTERIO DE SERVICIOS BÁSICOS Y OBRAS PÚBLICAS.** Guía técnica de diseño de proyectos de agua potable para poblaciones menores a 10.000 habitantes. **Julio 2005**

5. **MINISTERIO DE DESARROLLO SOSTENIBLE Y MEDIO AMBIENTE** Ley N° 1333 del medio ambiente.

ANEXOS

- **Anexo 1 – Informe Topográfico.**
- **Anexo 2 -- Informe de la calidad del agua.**
- **Anexo 3 – Cómputos Métricos.**
- **Anexo 4 – Análisis De Precios Unitarios.**
- **Anexo 5 -- Presupuesto general de la obra.**
- **Anexo 6 – Cronograma de Ejecución.**
- **Anexo 7 -- Especificaciones técnicas por ítem de construcción.**
- **Anexo 8 – Ficha Ambiental.**
- **Anexo 9 – Cuadros y Figuras.**
- **Anexo 10 – Imágenes**
- **Anexo 11 – Planos.**

CAPÍTULO IV (PRESUPUESTO DEL PROYECTO)

4.1. Cálculos métricos

El cálculo métrico es la medición de longitudes, áreas y volúmenes de las obras de ingeniería del proyecto, esto se realiza con el fin de determinar la cantidad de materiales y mano de obra para ejecutarla. Los cálculos métricos se calcularon en base al diseño final de la línea de aducción, red de distribución, obra de toma, tanque, etc. *Ver el anexo N 3*

5.1. Precios unitarios

El precio Unitario puede definirse como el importe de la remuneración o pago total, que debe cubrirse al contratista por unidad de obra de cada uno de los conceptos de trabajo que realice. Así mismo, unidad de obra puede definirse como la unidad de medición que se señala en las especificaciones técnicas, como base para cuantificar cada concepto de trabajo para fines de medición y pago. El concepto de trabajo o concepto de obra, podrá quedar definido como el conjunto de operaciones y materiales que, de acuerdo con las especificaciones respectivas, integran cada una de las partes de una obra en que esta se divide convencionalmente para fines de medición y pago.

Resumiendo en un sola expresión los conceptos tratados anteriormente, se puede establecer en una forma más amplia que el precio unitario es la remuneración que recibe el contratista por las operaciones que realiza y los materiales que emplea en la ejecución de las distintas partes de una obra, considerando la unidad que de acuerdo con las especificaciones respectivas, se fija para efectos de medición de la ejecución.

Lo anterior, lógicamente, coincide con lo que tradicionalmente se ha considerado como Precio Unitario y además, cabe hacer notar que se ha establecido una liga

intima entre el precio unitario y la especificación, pues esta última es preponderante en el , aun cuando no sea lo único que lo determina.

Ver el anexo N 4

11.1. Presupuesto general

Una vez analizados todos los componentes o ítem del presupuesto del proyecto, es necesario preparar el presupuesto definitivo, la forma de presentación de los presupuestos que se verá en este punto, es un ejemplo de cómo se realiza el presupuesto final.

Es por eso que los precios unitarios tiene una gran importancia en lo que se refiere al presupuesto de una obra, puesto que los precios unitarios tienen que estar de acuerdo a la realidad del proyecto, es decir, tiene que tener una racionalidad de precios en relación al proyecto.

A continuación se presenta en forma esquemática la metodología para integrar los ítem pertenecientes al presupuesto de un proyecto.

Ver el anexo N 5

CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

- **Conclusiones del proyecto**

Se puede concluir que:

- Para el suministro constante del agua potable durante el periodo de diseño seleccionado se hizo el cálculo de la población futura por el método geométrico, porque es recomendable para diferentes números de habitantes en el caso nuestro al tener 365 habitantes se usó este método, con un índice de crecimiento poblacional 1.521 %, valor obtenido del INE de la Provincia Méndez (Primera sección) proyectado para 20 años con un resultado de 494 hab.
- Para garantizar un caudal de diseño necesario que satisfaga a toda la comunidad se calculó mediante la dotación y población futura con coeficientes de variación diaria 1.5 y horaria de 2.2, los valores obtenidos son inferiores a los valores que fueron aforados en la vertiente como se puede ver en la siguiente tabla:

Caudales aforados		Caudales de diseño	
<i>abril</i>	2.26	$Q_{mh} =$	1.96
<i>septiembre</i>	1.6	$Q_{md} =$	0.89
<i>octubre</i>	1.36	$Q_m =$	0.59

Se puede apreciar claramente que el caudal aforado en octubre siendo aproximadamente el mínimo con un valor de 1.36 l/s es mayor al caudal que se requiere captar con un valor de 0.89 l/s, entonces concluimos que se garantiza la cantidad de agua necesaria para abastecer a toda la comunidad.

- Los valores del coeficiente de variación horaria y diaria usados para calcular el caudal máximo diario, caudal máximo horario se optaron por usar los valores máximos recomendados por el motivo de explotar en la mayor cantidad el agua que nos ofrece la vertiente y así abastecer con mayor caudal a cada vivienda del presente proyecto.

- La obra de toma fue diseñada en función a la mejor alternativa y al tipo de afluente que más cercano que se encontraba, con la cantidad de agua suficiente para abastecer la necesidades de la comunidad, al encontrarse con un vertiente de ladera se diseñó un obra de captación de ladera con un caudal de captación suficiente para abastecer a la población proyectada en 20 años y en la época más crítica.
- En función al perfil topográfico de la línea de aducción se puede observar claramente que el diseño es a gravedad al ver que el desnivel es de 27.30 m y la perdida de carga de 9.43 m se puede concluir que el agua que se requiere abastecerá completamente al sistema con presiones garantizadas en todos los tramos esto es debido a que la longitud de la línea de aducción es pequeña con un valor de 731.6 m.
- Para garantizar la calidad del agua se diseñó un hipoclorador juntamente con el tanque de almacenamiento y se hizo el cálculo del cloro necesario para un tanque de 140 litros de agua con operación de 14 días, el cloro necesario para este volumen y tiempo es de 1040 gramos de Cloro.
- El tanque de regulación se diseñó con un volumen de 15 m³, por el requerimiento que se tiene para la población de la comunidad de Tomatas, la estructura es de hormigón ciclópeo para tener mayor estabilidad del tanque en función al suelo que se tiene (roca fracturada).
- En cuanto al nuevo trazo que se hizo para la red de distribución la longitud de las tuberías se incrementaron, pero a la misma vez se evitó el paso de las tuberías por medio de los terrenos, este nuevo trazo se hizo completamente por los caminos actuales de la comunidad para evitar rupturas de tuberías posteriormente.

- La red de distribución se divide en tres ramales principales ramal 1 con 18 viviendas ramal 2 con 35 viviendas ramal 3 con 11 viviendas, para la mejor eficiencia de la distribución del agua hacia los beneficiarios y principalmente para disminuir el costo en cuanto a tuberías.
- El diseño de la red de distribución se lo hizo por el método del número de viviendas, método obtenido de la norma boliviana para el diseño de sistemas de agua potable para poblaciones menores a 10.000 hab.
Este diseño al ser más eficiente en cuanto a la división de los caudales para cada beneficiario se hizo el cálculo respectivo, se puede apreciar en las tablas de cálculo que aparentemente cumplen los valores recomendados por la norma boliviana.
- Las presiones dinámicas del sistema en todos los tramos son mayores a 5 m.c.a. según la norma boliviana para sistemas de agua potable en comunidades esa es la presión mínima que debería tener el sistema, con estas presiones se abastecerá de forma permanente, en cuanto a la cantidad de agua para cada domicilio.
- Se diseñaron obras de paso para evitar la construcción de sifones donde las tuberías podrían ser arrastradas por riadas que se pueden dar en las quebradas, esto más que todo se realiza para garantizar el suministro constante y seguro del agua sin tener riesgos en el sistema.
- Se implementaron al diseño válvulas de purga y de aire para evitar aireamiento y taponamiento con lodo en las tuberías de aducción y distribución, esto es para mejorar el suministro constante de agua potable a la comunidad.
- En realidad se espera que el diseño una vez construido cumpla las funciones para las cuales han sido diseñadas cada una de sus obras que complementan al presente diseño, esto para abastecer de manera segura y continua en cuanto a

calidad y cantidad del agua potable hacia cada beneficiario de toda la comunidad.

- **Recomendaciones del proyecto**

- Se sugiere que para el diseño de obras en sistemas de agua potable para comunidades con poblaciones pequeñas se elija diseños tipo. Por tratarse de caudales muy minúsculos que no generan en el diseño dimensiones constructivas de las obras. En el presente trabajo se tropezó con este problema ante la poca preponderancia de los caudales calculados.
- El diseño de estos sistemas con redes abiertas a veces es complicado el cálculo de la planilla de la red debido a que se presentan grandes longitudes es decir que las viviendas de cada beneficiario se encuentran muy dispersas y no se puede utilizar fácilmente un método para tal diseño es el caso para el presente proyecto.
- Se recomienda a la comunidad de tomatas Grande Zona Norte a implementar micro medidores para el mejor uso del agua por motivos de mal uso, como por ejemplo los comunarios riegan sus parcelas con el agua potable es por eso que a veces el sistema no abastece a toda la comunidad en cambio al tener los micro medidores se podrían sancionar a las personas que hagan el mal uso a la misma vez facturar mensualmente para así poder hacer ampliaciones o renovaciones del sistema de agua potable de la comunidad.
- Paralelo a la construcción del sistema se recomienda hacer un taller de capacitación a los comunarios sobre el uso racional del agua, la organización que se debe tener para hacer que el proyecto sea auto sostenible como la parte técnica y económica para el mantenimiento del mismo.

Bibliografía:

1. **SIMÓN ARROCHA** Abastecimiento de Agua

2. **MINISTERIO DE SERVICIOS BÁSICOS Y OBRAS PÚBLICAS.** Instalaciones de agua - diseño para sistemas de agua potable NB 689 **Segunda revisión diciembre 2004.**

3. **MINISTERIO DE SERVICIOS BÁSICOS Y OBRAS PÚBLICAS.** Reglamento para el control de calidad del agua para consumo humano NB 512. **Segunda revisión diciembre 2004.**

4. **MINISTERIO DE SERVICIOS BÁSICOS Y OBRAS PÚBLICAS.** Guía técnica de diseño de proyectos de agua potable para poblaciones menores a 10.000 habitantes. **Julio 2005**

5. **MINISTERIO DE DESARROLLO SOSTENIBLE Y MEDIO AMBIENTE** Ley N° 1333 del medio ambiente.

ANEXOS

- **Anexo 1 – Informe Topográfico.**
- **Anexo 2 -- Informe de la calidad del agua.**
- **Anexo 3 – Cómputos Métricos.**
- **Anexo 4 – Análisis De Precios Unitarios.**
- **Anexo 5 -- Presupuesto general de la obra.**
- **Anexo 6 – Cronograma de Ejecución.**
- **Anexo 7 -- Especificaciones técnicas por ítem de construcción.**
- **Anexo 8 – Ficha Ambiental.**
- **Anexo 9 – Cuadros y Figuras.**
- **Anexo 10 – Imágenes**
- **Anexo 11 – Planos.**