

CAPÍTULO 1

ANTECEDENTES

1.1 Localización del proyecto

1.1.1 Ubicación

Departamento:	⇒	Tarija
Provincia:	⇒	Cercado
Municipio:	⇒	Tarija

La zona de trabajo se encuentra ubicada geográficamente entre las coordenadas:

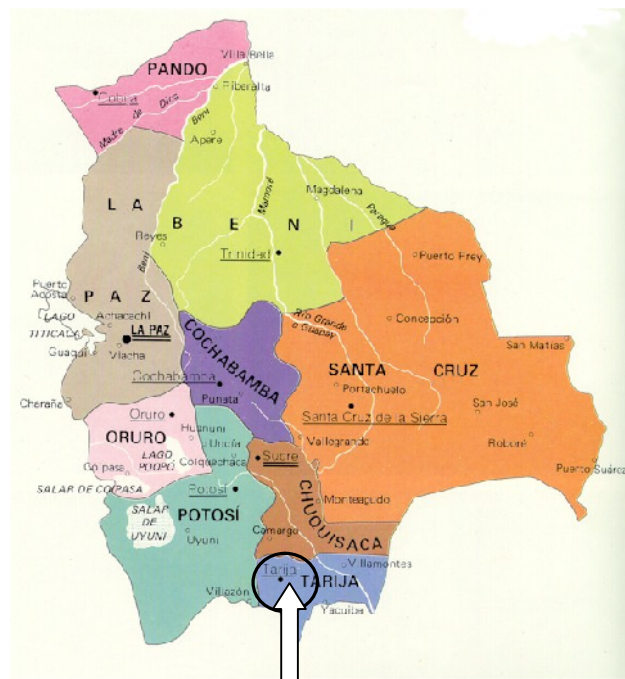
Latitud Sur	Longitud Oeste
✓ 21° 30' 20.10''	64° 43' 10.99''
✓ 21° 30' 31.18''	64° 43' 07.39''
✓ 21° 30' 34.65''	64° 43' 57.07''
✓ 21° 30' 22.38''	64° 43' 54.58''

1.1.2 Mapas de ubicación

La localización de la zona de trabajo puede apreciarse en las siguientes figuras.

1.1.2.1 Nacional

FIG.: 1.1 Ubicación Nacional



1.1.2.2 Departamental

FIG.: 1.2 Ubicación Departamental



1.1.2.3 Provincial

FIG.: 1.3 Ubicación Provincial



1.1.2.4 Municipal

FIG.: 1.4 Ubicación Municipal



1.1.3 Acceso a la zona

El acceso a la zona se realiza vía terrestre, siguiendo la calle Colón camino a Monte Sud, más precisamente 50 mts. después del puente de Lourdes girando hacia la mano derecha.

1.2 Objetivos del proyecto

1.2.1 Objetivo General

El objetivo general del proyecto es el mejoramiento de la calidad de vida de los ciudadanos que se encuentran habitando el barrio, mediante la implementación de un sistema de agua potable.

1.2.2 Objetivos Específicos

- ✓ Garantizar que la fuente cumpla características tanto física, química y bacteriológica.
- ✓ Evitar enfermedades ocasionadas por el consumo de agua de mala calidad.
- ✓ Mejorar la eficiencia del sistema.
- ✓ Garantizar una dotación continua.

1.3 Alcance

Mediante la elaboración del proyecto se pretende llegar a desarrollar:

✓ **Topografía**

Definir las condiciones geográficas del terreno y el emplazamiento de la red en el lugar.

✓ **Estudio socioeconómico**

Determinar el número de familias que se encuentran asentadas en el barrio y las condiciones de vida de cada una de ellas.

✓ **Diseño hidráulico**

Se realizarán todos los cálculos hidráulicos necesarios para el dimensionamiento de la red de agua potable de acuerdo a la normativa existente.

✓ **Diseño del tanque**

Se adoptará el diseño de un tanque tipo con la capacidad de almacenar el volumen de agua requerido por el proyecto.

✓ **Presupuesto general**

Se realizará una determinación del costo que tendría la implementación del sistema a través de técnicas de evaluación.

✓ **Planos**

Se elaborarán los planos en software característico de manera detallada.

1.4 Justificación

- **Técnica**

La ejecución del proyecto se justifica plenamente desde el punto de vista técnico. Ya que actualmente el barrio cuenta con un abastecimiento de agua precario que consta de 3 piletas públicas ubicadas en puntos estratégicos ocasionando que los vecinos no puedan contar con el líquido elemento a disposición y de una buena calidad.

Por lo que se requiere de un diseño de una red de agua potable que permita la llegada de este líquido elemento hasta el hogar de los beneficiarios y de esta manera mejorar las condiciones de vida del barrio.

- Social

Este proyecto se justifica desde el punto de vista social ya que la población beneficiada solicita bajo ninguna restricción el diseño y la ejecución de este proyecto, y de esta manera poder mejorar las condiciones de vida de todos los vecinos y fomentar el asentamiento de nuevas familias en inmediaciones del barrio.

- Académica

El proyecto es justificado académicamente ya que es la mejor alternativa de poder poner a prueba el conocimiento adquirido durante la formación académica dentro de la universidad, y de esta manera poder brindar profesionales capacitados a la sociedad.

1.5 Situación actual

El barrio “El Trigal” es una nueva urbanización, implementada en la zona periurbana de la ciudad de Tarija, el barrio es parte del proyecto de los 32 barrios que lleva acabo la Gobernación del Departamento de Tarija, y al igual que otros barrios nuevos este no cuenta con los servicios básicos.

En la actualidad el barrio logró implementar el servicio de electricidad domiciliaria y alumbrado público, pero actualmente el barrio no cuenta con un sistema de abastecimiento de agua potable a domicilio, por lo cual el único abastecimiento de agua al barrio se realiza por medio de piletas públicas instaladas en puntos estratégicos del barrio, este sistema llega a ser el único medio de abastecimiento ocasionando que a veces en temporada de estiaje llegue a cortarse este servicio siendo el responsable de la falta de agua en el lugar, y ocasionando un abastecimiento por medio de cisternas que de acuerdo a los argumentos de los vecinos llega a ser de forma errática.

1.6 Características de la población

Actualmente la zona tiene una población de 261 habitantes que se encuentran viviendo en la zona, mismos que conforman 39 familias.

1.6.1 Actividad económica

Los vecinos de la zona distribuyen sus actividades en, construcción como maestros albañiles, ayudantes y peones, en transporte como choferes en el comercio como mercaderes.

La actividad genera el ingreso económico al hogar mismo que en su mayoría es irregular, es decir, que la actividad que realizan y el ingreso económico que perciben dependerá de las oportunidades de trabajo que se presenten ya que una minoría de los vecinos cuentan con un trabajo seguro y constante o que realizan actividades económicas con un capital propio.

De acuerdo a la situación en la que se encuentra actualmente el barrio podríamos decir que los ingresos medios mensuales son:

Ingresos por construcción 2200 Bs./mes

Ingresos por comercio 1500 Bs./mes

Ingresos por transporte 1200 Bs./mes

Otros 800 Bs./mes

1.6.2 Servicios básicos

Actualmente la zona cuenta con el servicio de electricidad domiciliaria y alumbrado público, mismos que aún no cubren en su totalidad al barrio, pero llegan a iluminar las principales arterias del mismo.

Al tratarse de una nueva urbanización ya que los asentamientos se realizan de a poco, el barrio no cuenta con otros servicios públicos importantes como ser:

- ✓ Alcantarillado sanitario
- ✓ Alcantarillado pluvial
- ✓ Gas natural
- ✓ Teléfono

Pero tampoco cuenta con entidades e instituciones de servicio público que mejoren la calidad de vida de la zona como ser:

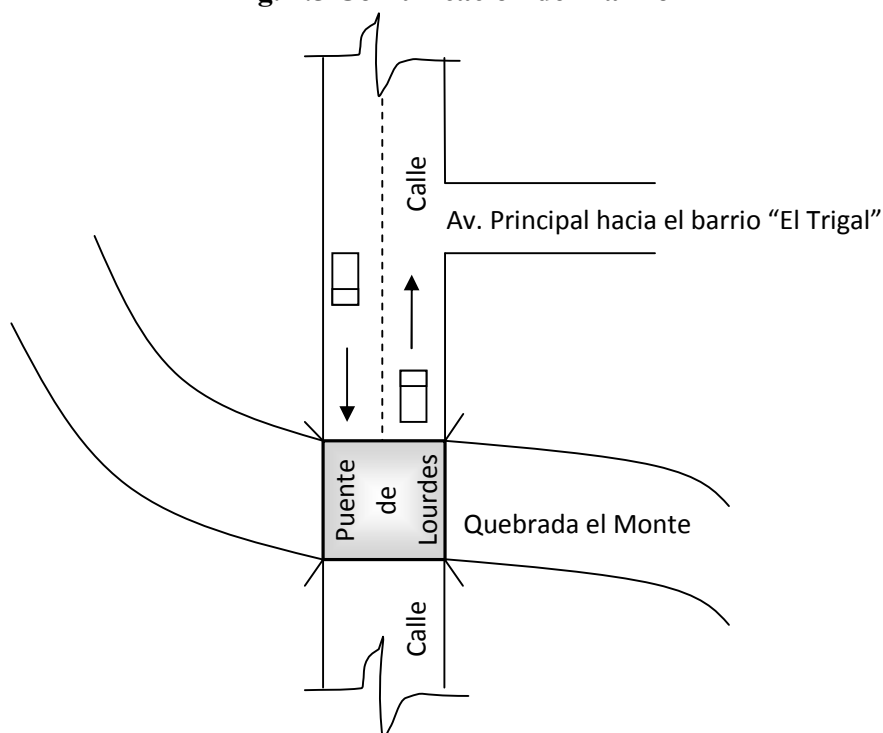
- ✓ Posta municipal
- ✓ Escuelas y colegios
- ✓ Puesto policial y otros

1.6.3 Medios de comunicación existentes

1.6.3.1 Transporte

El barrio se encuentra comunicado con el centro de la ciudad de Tarija por el servicio público de micros, como es el caso de las líneas D y 3 los cuales realizan su recorrido por la calle Colón pasando el puente de Lourdes hacia Monte Sud, misma que es colindante al barrio, por lo podemos decir que la zona no se encuentra incomunicada con la zona central de la ciudad.

Fig. 1.5 Comunicación del Barrio



1.6.3.2 Poblaciones vecinas

Las poblaciones más cercanas al barrio son:

- ✓ Al este: el barrio 1^{ro} de Mayo
- ✓ Al sur: el barrio Lourdes
- ✓ Al oeste: el barrio 24 Junio
- ✓ Al norte: la comunidad de Monte Sud

CAPÍTULO 2

PARÁMETROS DE DISEÑO

2.1 Cálculo de la población beneficiaria

2.1.1 Datos de la población actual

En le siguiente cuadro se ilustra la población según el censo realizado en le barrio.

TABLA 2.1 DATOS POBLACIONALES

Descripción	Fuente de información
	CENSO
Población Total	261
Nº de Familias	39
Tamaño promedio familia (hab./familia)	6.16

Fuente: Elaboración propia

2.1.2 Crecimiento poblacional

Otro dato importante a considerarse es el crecimiento poblacional, que al tratarse de un barrio perteneciente a provincia Cercado y por estar próximo a la zona céntrica de la ciudad se adopto el índice de crecimiento poblacional de la ciudad de Tarija, dato brindado por el Instituto Nacional de Estadística (INE), obtenido a través del ultimo censo realizado el año 2001, cuyo valor es de **3.77%**

2.1.3 Población de diseño

Para la determinación de la población de diseño debemos de tomar en cuenta dos parámetros importantes que son:

a.- Periodo de diseño.-El periodo de diseño según la Norma Boliviana para este tipo de sistemas esta establecido como el número de años durante los cuales el sistema debe proporcionar un servicio satisfactorio, este periodo esta basado en la vida útil de las estructuras que forman parte de un abastecimiento de acuerdo al siguiente cuadro.

Pero en general se considera un periodo de diseño razonable el que esta entre los 20 y 30 años. Para la elaboración de nuestro proyecto se considero un periodo de diseño de **20 años** el cual se encuentra dentro del rango razonable para el tipo de sistema propuesto.

TABLA 2.2 PERIODOS DE DISEÑO PARA SISTEMAS DE AGUA POTABLE

Unidades	Población (habitantes)			
	Hasta 5000	5000 - 20000	20000 - 100000	Mas 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: Reglamento técnico de sistemas de agua potable NB 689

b.- Fórmula a utilizar.-Para poder determinar la población futura o de diseño, se emplearan relaciones matemáticas y/o estadísticas específicas para el cálculo de las mismas teniendo en cuenta la población inicial, el índice de crecimiento poblacional y el periodo de diseño, estas relaciones son:

a).- Crecimiento Aritmético
$$Pf = Pa * \left(1 + \frac{it}{100}\right)$$

b).- Crecimiento Geométrico
$$Pf = Pa * \left(1 + \frac{i}{100}\right)^t$$

c).- Crecimiento Exponencial
$$Pf = Pa * e^{\frac{it}{100}}$$

d).- Crecimiento por Wappaus
$$Pf = Pa * \frac{(200 + it)}{(200 - it)}$$

Donde: *Pf: Población futura (hab.)*

Pa: Población actual (hab.)

i: Índice de crecimiento (%)

t: Periodo de diseño (años)

A través de la aplicación de estos métodos se determina la población futura tomando como dato una población inicial de 261 Hab., un índice de crecimiento población de 3.77% y un periodo de diseño de 20 años, cuyos resultados se muestran a continuación en la siguiente tabla:

TABLA 2.3 POBLACIÓN FUTURA

N°	AÑO	Pf Método Exponencial	Pf Método Geométrico	Pf Método Aritmético	Pf Método Wappaus
0	2010	261	261	261	261
1	2011	271	271	271	271
2	2012	281	281	281	281
3	2013	292	292	291	292
4	2014	303	303	300	304
5	2015	315	314	310	315
6	2016	327	326	320	328
7	2017	340	338	330	340
8	2018	353	351	340	354
9	2019	366	364	350	368
10	2020	381	378	359	382
11	2021	395	392	369	398
12	2022	410	407	379	414
13	2023	426	422	389	430
14	2024	442	438	399	448
15	2025	459	455	409	467
16	2026	477	472	418	486
17	2027	495	490	428	507
18	2028	514	508	438	529
19	2029	534	527	448	552
20	2030	555	547	458	577

Fuente: Elaboración propia

Tomando como población de diseño la proyección más elevada de estos resultados, para optimizar el diseño de la red, se optó por adoptar el resultado obtenido con la fórmula de Wappaus cuya población futura proyectada es de **577 habitantes**

2.2 Caudal de diseño

Para poder determinar el caudal de diseño, previamente deberá de tomarse en cuenta algunos parámetros importantes como:

2.2.1 Dotación media

La dotación media es el consumo 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 será obtenida a través del número de habitantes y la zona geográfica respectivamente, de acuerdo a la siguiente tabla:

TABLA 2.4 DOTACIÓN MEDIA (litros /hab./día)

ZONA	Población (habitantes)					
	HASTA 500	501 - 2000	2001 - 5000	5001 - 20000	20001 - 100000	Mas de 100000
Del Altiplano	30 - 50	30 - 70	50 - 80	80 - 100	100 - 150	150 - 200
De los valles	50 - 70	50 - 90	70 - 100	100 - 140	150 - 200	200 - 250
De los llanos	70 - 90	70 - 110	90 - 120	120 - 180	200 - 250	250 - 350

Fuente: Reglamento técnico de sistemas de agua potable NB 689

2.2.2 Dotación futura

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

La dotación futura deberá de estimarse con un incremento anual entre el 0.5% al 2% de la dotación media diaria, aplicando la formula del método geométrico.

$$Df = Di * \left(1 + \frac{d}{100}\right)^n$$

Donde *Df: Dotación futura (litros / hab. -día)*

Di: Dotación inicial (litros / hab. -día)

d: Variación anual de la dotación (%)

n: Periodo de diseño (años)

2.2.3 Cálculo del caudal medio

Es el consumo medio diario de una población, obtenida en un año de registro. Se obtiene en base a la población del proyecto y la dotación, a través de la siguiente expresión:

$$Q_m = \frac{Pf * Df}{86400}$$

Donde Q_m : Consumo medio diario (l/s)

Pf : Población futura (Hab.)

Df : Dotación futura (litros/hab.-dia)

2.2.4 Cálculo del caudal máximo diario

Es la demanda máxima que se representa en un día del año, es decir, representa el día de mayor consumo del año. Se determina multiplicando el caudal medio por un coeficiente k_1 que varia de acuerdo a las características de la población

$$Q_{max d} = \frac{Pf * Df}{86400} * k_1$$

Donde $Q_{max d}$: Caudal máximo diario (l/s)

K_1 : Coeficiente $(1.2 < K_1 < 1.5)$

2.2.5 Cálculo del caudal máximo horario

Es la demanda máxima que se presenta una hora durante un año completo. Se obtiene multiplicando el caudal máximo diario por un coeficiente k_2 que varia de acuerdo al número de habitantes que se tiene de 1.5 a 2.2 como se muestra en la siguiente tabla.

TABLA 2.5 COEFICIENTE K_2

Población (habitantes)	K_2
Hasta 2000	2.20 – 2.00
2001 – 10000	2.00 – 1.80
10001 – 100000	1.80 – 1.50
Mas de 100000	1.50

Fuente: Reglamento técnico de sistemas de agua potable NB 689

El caudal máximo horario se determina a través de la expresión:

$$Q_{\max h} = Q_{\max d} * k_2$$

Donde $Q_{\max h}$: Caudal máximo horario (l/s)

$Q_{\max d}$: Caudal máximo diario (l/s)

K_2 : Coeficiente

Definidos los parámetros de diseño que se emplearán en el proyecto, los datos disponibles son:

TABLA 2.6 DATOS INICIALES DEL PROYECTO

Población inicial	Dotación media	Índice de crecimiento	Coeficiente	Coeficiente	Periodo de diseño
habitantes	Litros / hab.- día	%	K_1	K_2	Años
261	210	3.77	1.5	1.55	20

Fuente: Elaboración Propia

Con los datos definidos en la tabla anterior se procedió a la determinación de los parámetros de diseño mencionados en la literatura con la ayuda de las fórmulas mostradas anteriormente.

TABLA 2.7 DATOS DE DISEÑO

Población futura	Dotación futura	Caudal máximo diario	Caudal máximo horario	Caudal del pozo
habitantes	l / hab.- día	l/s	l/s	l/s
577	282.84	2.83	4.39	4.41

Fuente: Elaboración Propia

2.3 Presiones de servicio

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

- ✓ Poblaciones iguales o menores a 2000 habitantes 5.00 m.c.a.
- ✓ Poblaciones entre 2001 y 10000 habitantes 10.00 m.c.a.
- ✓ Poblaciones mayores a 10000 habitantes 13.00 m.c.a.

Las presiones mencionadas anteriormente podrán incrementarse de acuerdo a la observación de políticas locales y/o características técnicas del sistema de distribución.

Para el proyecto se adoptará como presión mínima los **10 m.c.a.**

2.4 Velocidades

2.4.1 Velocidad máxima

La velocidad máxima recomendada en la red no debe de pasar de **2 m/s**, esto para poder amortiguar el golpe de ariete que llegue a presentarse en el sistema y evitar la erosión del material.

2.4.2 Velocidad mínima

La velocidad mínima en la red principal de distribución en ningún caso deberá ser menor a **0.30 m/s**, para garantizar su auto limpieza.

2.5 Diámetros mínimos

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

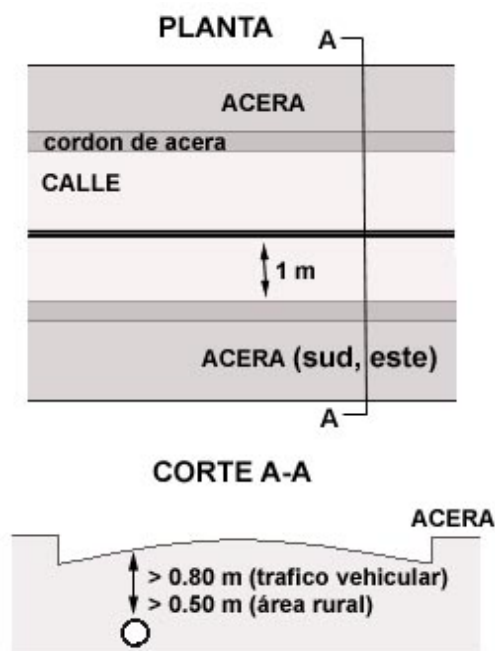
- ✓ En poblaciones menores a 2000 habitantes 1"
- ✓ En poblaciones de 2001 a 20000 habitantes 1 ½"
- ✓ En poblaciones mayores a 20000 habitantes 2"

En redes abiertas el diámetro mínimo debe ser de 1" aceptándose en poblaciones menores a 2000 habitantes un diámetro de ¾" en los ramales.

2.6 Ubicación de tuberías

Las tuberías de la red de distribución se colocarán en los costados Sur y Este de las calles a 1.0 m del cordón de la acera (o un tercio de la calzada si se ha estado empleando con anterioridad este criterio) y a una profundidad mínima de 0.80 m. en vías con tráfico vehicular, y a 0.50 m en área rural, medidas desde la rasante a la corona del tubo. Como se muestra en la figura.

FIG.: 2.1 Ubicación de la tuberías



Fuente: Sistemas de distribución UMSS

La profundidad y el ancho de la zanja de acuerdo a las características de las calle puede apreciarse en la siguiente tabla.

TABLA 2.8 PROFUNDIDAD Y ANCHO DE LA ZANJA

Uso de suelo	Profundidad (m) (1)	Ancho de zanja (m)		Recomendación
		$\varphi = 1/2''$ a 3'' (2)	$\varphi = 4''$ a 8'' (2)	
Calles área rural	0,60	0,40	0,50	En lugares donde la temperatura del ambiente es menor a 5 °C debe incrementarse la profundidad.
Áreas de cultivo y calles con tráfico liviano	0,80	0,60	0,70	
Calles con tráfico pesado	1,00	0,60	0,70	

(1) Profundidad medida desde la clave de la tubería

(2) El diámetro de la tubería correspondiente al diámetro nominal

Fuente: Guía técnica de diseño de proyectos de agua potable para poblaciones menores a 10000 Hab.

2.7 Estudio de la fuente de agua

2.7.1 Descripción

La fuente de agua que abastecerá al sistema, es mediante la explotación de agua subterránea extraída a través de la perforación de un pozo, mismo que se encuentra dentro del área de trabajo, en la actualidad este pozo se encuentra en operación bajo la administración de la Cooperativa de Servicios de Agua y Alcantarillado Tarija (COSAALT), la misma tiene un caudal de abastecimiento de **4.41 l/s**, de acuerdo a los aforos volumétricos realizados por la cooperativa.

La alimentación de esta fuente es a través de las corrientes subterráneas e infiltración de la cuenca la “Quebrada El Monte”, algunas características principales de este pozo son:

TABLA 2.9 DATOS DEL POZO

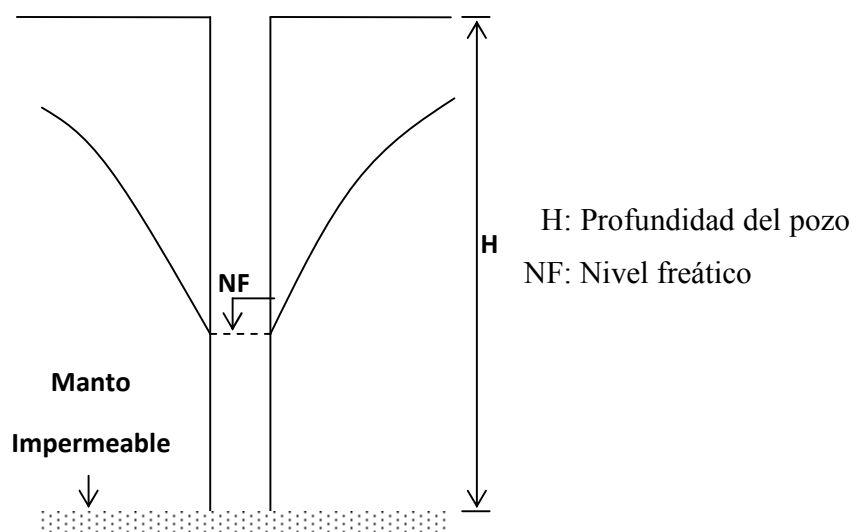
Descripción	Unidad	Datos
Código	-----	P - 30
Nombre	-----	1° de Mayo
Año perf.	-----	2003
Perf. Por	-----	JICA COSAALT
Potencia bomba	HP	15
Horas bombeo	hrs.	15
Diámetro de la tubería impulsión	pulg.	8
Caudal	l/s	4,41
Profundidad	m	125
Nivel estático	m	80
Nivel dinámico	m	105
Posición de la bomba	m	115

Fuente: Cooperativa de Servicios de Agua Y alcantarillado COSAALT

2.7.1.1 Profundidad

El pozo o acuífero libre tiene una profundidad de 125 m .

FIG. 2.2 Profundidad del pozo



Fuente: Elaboración Propia

2.7.1.2 Bombeo

El bombeo se realiza a través de una Electro Bomba Vertical sumergida de una potencia de 15 HP, con una tubería de 8 pulgadas de diámetro.

2.7.1.3 Horas de Bombeo

De acuerdo a la información recopilada por COSAALT las horas de bombeo de esta fuente son irregulares ya que en ciertas ocasiones se realizan bombeos de 9,12, 15, 24 hrs., por lo que se adoptará 15 hrs. de bombeo diario para el proyecto, siendo este valor el más representativo y frecuente de acuerdo al historial existente en COSAALT.

2.7.2 Análisis físico, químico y bacteriológico del agua

La calidad del agua con destino al consumo humano tiene implicaciones importantes sobre los aspectos sociales y económicos que actúan indirectamente sobre el desarrollo de un país. Caracterizar la calidad del agua a través de la definición de los valores máximos aceptables de los parámetros organolépticos, físicos, químicos y microbiológicos es fundamental para proteger la salud pública.

Para una mejor interpretación de la calidad del agua, debemos de tener en cuenta algunas definiciones como:

Agua potable

Aquella que por sus características organolépticas, físicas, químicas, radiactivas y microbiológicas, se considera apta para el consumo humano y que cumple con lo establecido en la norma.

Características microbiológicas

Aquellas debidas a la presencia de bacterias y otros microorganismos nocivos a la salud humana.

Características organolépticas

Aquellas que se detectan sensorialmente (sabor, color y olor) y que influyen en la aceptabilidad del agua.

Características químicas

Aquellas debidas a elementos o compuestos químicos, orgánicos e inorgánicos, que en concentraciones mayores a lo establecido en la norma, pueden causar efectos nocivos a la salud.

Características físicas

Aquellas que miden las propiedades que influyen en la calidad del agua: Color, turbiedad, sólidos totales y sólidos totales disueltos; resultantes de la presencia de un número de constituyentes físicos.

Características radiactivas

Aquellas resultantes de la presencia de elementos radiactivos.

Plaguicidas

Término genérico que incluye todos los compuestos que forman parte de las siguientes familias de compuestos orgánicos: Insecticidas, herbicidas, funguicidas, acaricidas, nematocidas y alguicidas; los productos derivados y sus metabolitos; productos de degradación y de reacción de los mismos.

Valor máximo aceptable

Aquel valor establecido para los diferentes parámetros, el cual no debe ser excedido.

A continuación se muestra la tabla la información mínima y con los valores máximos aceptables que debe tener el agua al ser extraída de la fuente.

De acuerdo a las definiciones ya mencionadas a continuación se muestran los valores máximos que deberá tener el agua antes de ser tratada.

TABLA 2.10 VALORES MÁXIMOS ACEPTABLES DE LA CALIDAD DE AGUA

Parámetros	Valor máximo aceptable	Observaciones
Olor	-----	Deben ser aceptables
Color	15 UCV	UCV = Unidad de color verdadero (y no presentar variaciones anormales)
Turbiedad	5 UNT	UNT = unidades nefelométricas de turbiedad
Sólido total	1 000 mg/l	Valor superior influye en la aceptabilidad
a) Suspendido		
b) Disuelto		
PH	9,0	Límite inferior 6,5
Alcalinidad Total HCO ₃	370,0 mg/l CaCO ₃	El mismo está relacionado con el PH
Dureza total	500,0 mg/l CaCO ₃	
Hierro total Fe	0,3 mg/l	Valor mayor influye en la aceptabilidad, por el color
Sulfato SO ₄	400,0 mg/l	
Cloruro CL-	250,0 mg/l	Valores mayores originan sabor y corrosión
Coliformes totales	0 UFC/100 ml	< 2 NMP/100 ml
Escherichia coli	0 UFC/100 ml	< 2 NMP/100 ml

Fuente: Agua Potable Requisitos NB 512

2.7.3 Calidad del agua

De acuerdo al análisis realizado por el “Laboratorio de Aguas Tarija” dependiente de COSAALT , cuyos resultados se muestran en el Anexo 4, y mediante una comparación con los valores máximos recomendados por la norma podemos decir que la calidad del agua es buena aunque no es del todo apta para el consumo humano de forma directa, por lo que previamente deberá de desinfectarse con la ayuda de una solución química como es el caso del hipoclorito de calcio al 10%, esto con el fin de poder garantizar la calidad optima del agua para el consumo humano evitando de esta forma la propagación de enfermedades y precautelando la salud de las personas

2.8 Almacenamiento

2.8.1 Tanques de almacenamiento

Los tanques de almacenamiento son depósitos a cumplir uno o más propósitos fundamentales:

- ✓ Compensar las variaciones que se producen en el día.
- ✓ Mantener presiones adecuadas en la red de distribución.
- ✓ Mantener almacenada cierta cantidad de agua para atender situaciones de emergencia.

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

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

2.8.1.1 Volumen de regulación

El volumen de regulación debe ser suficiente para compensar las variaciones del caudal entre el caudal de alimentación y el caudal de consumo en cada instante.

En todo caso como volumen de regulación se debe de considerar entre el 15 y el 30% del caudal máximo diario si el sistema es por gravedad, y si el sistema es por bombeo se debe considerar entre el 15 y el 25% del caudal máximo diario tomando siempre en cuenta los periodos de bombeo.

Para cualquiera de los dos métodos se empleará la siguiente expresión para la determinación del volumen de regulación.

$$V_{reg} = C * Q_{max.d} * t$$

Donde: V_{reg} : Volumen de regulación (m^3)

C: Coeficiente de regulación

Para sistemas por gravedad 0.15 a 0.30

Para sistemas por bombeo 0.15 a 0.25

$Q_{max.d}$: Caudal máximo diario ($m^3/día$)

t: Tiempo en días (t=1 día como mínimo)

2.8.1.2 Volumen contra incendios

Es el volumen destinado a garantizar un abastecimiento de emergencia para combatir incendios.

El volumen contra incendios debe ser determinado en función de la importancia, zona a servir y tiempo de duración del incendio.

De acuerdo a la Norma Boliviana NB 689 para poblaciones menores a los 10000 habitantes la proyección de un volumen y/o caudal contra incendios es innecesaria y antieconómica por lo que para este proyecto no se tomará en cuenta la proyección de dicho volumen.

2.8.1.3 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 los procesos de reparación y mantenimiento de las obras de captación, aducción, tratamiento, etc.

Como aguas arriba existente obras que más o menos estén expuestas a interrupción, durante ese lapso de tiempo debe disponerse de una reserva de agua en los tanques de almacenamiento; para ello se considera un tiempo de **4 horas** de consumo correspondiente al caudal máximo diario.

Este volumen puede determinarse con la siguiente expresión:

$$V_{res} = 3.6 * Q_{max .d} * t$$

Donde V_{res} : Volumen de reserva (m^3)

$Q_{max .d}$: Caudal máximo diario (l/s)

t : Tiempo (Hrs.)

2.8.2 Tiempo de vaciado

Otro parámetro que debe de estar definido es el tiempo de vaciado del mismo, este tiempo permitirá determinar el diámetro de la tubería de limpieza.

El mismo se determina con la siguiente relación matemática.

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

Donde: T : Tiempo de vaciado (seg.)

S : Superficie del tanque (m^2)

h : Carga sobre el desagüe (m)

W : Área del dispositivo de desagüe o tubería (m^2)

m : Coeficiente de contracción (0.60 – 0.65)

g : Aceleración de la gravedad ($9.81 m/s^2$)

2.9 Tipo de bomba

Para la determinación del tipo de bomba necesario para el bombeo del agua del pozo emplearemos la fórmula recomendada por la Norma Boliviana NB 689.

$$P = \frac{Q_b * H_b * \gamma}{75 * \eta}$$

Donde: Q_b : Caudal de bombeo (m^3/s)

H_b : Altura manométrica total (m)

P : Potencia de la bomba (HP) ó (CV)

η : Eficiencia del sistema de bombeo ($\eta_{bomba} * \eta_{motor}$) (0.70)

γ : Peso específico del agua (1000 kg/m^3)

De acuerdo a la norma, la bomba seleccionada debe impulsar el volumen de agua, para la altura dinámica deseada con una eficiencia no menor al 70 %.

La norma también nos indica que podemos determinar Q_b por la relación:

$$Q_b = Q_{\max.d} * \frac{24}{N}$$

Donde: $Q_{\max.d}$: Caudal máximo diario (l/s)

N : Número de horas de bombeo

Una forma adecuada para la determinación del diámetro económico que se requiere es empleando la siguiente fórmula recomendada por la Norma Boliviana NB 689.

$$D = 1.3 * \left(\frac{N}{24} \right)^{\frac{1}{4}} * \sqrt{Q_b}$$

Donde D : Diámetro de la tubería (m)

N : Número de horas de bombeo (hrs.)

Q_b : Caudal de bombeo (m^3/s)

Para la determinación de la potencia de la bomba deben de considerarse algunos parámetros como la altura manométrica que es resultado de las pérdidas de carga por fricción, pérdidas de carga localizadas y la diferencia de alturas entre los niveles de agua, por lo que se dice que:

$$Ht = H_1 + H_2 + \Delta h_1 + \Delta h_2$$

Donde Ht : Altura total manométrica (m)

H_1 : Altura del tanque (m)

H_2 : Profundidad del pozo (m)

Δh_1 : Pérdida de carga por fricción (m)

Δh_2 : Pérdidas de carga localizadas (m)

Donde las pérdidas de carga por fricción con la fórmula de Hazen Williams misma que emplearemos para la determinación de las pérdidas de carga en toda la red.

$$Hf_{(unit.)} = \frac{10.643 * Q^{1.852}}{C^{1.852} * D^{4.87}}$$

Donde $Hf_{(unit.)}$: Pérdida de carga unitaria (m/m)

Q : Caudal (m^3/s)

C : Coeficiente de Hazen Williams

D : Diámetro de la tubería (m)

Calculada la pérdida de carga unitaria determinamos las pérdidas totales por fricción multiplicando la pérdida de carga unitaria por la longitud total o del tramo.

$$Hf_{(total)} = Hf_{(unit.)} * Lt$$

Para la determinación de las pérdidas localizadas se empleara el criterio de la longitud equivalente, donde podrá determinarse la longitud equivalente de tubería recta que es representativa a la pérdida de carga provocada por el accesorio como válvula, codo, Tee y otros, por lo que decimos que:

$$Hf_{(localizada)} = Hf_{(unit.)} * Le$$

Una vez determinada las pérdidas y la potencia de la bomba deberá de ajustarse las condiciones reales del terreno y al pozo de acuerdo al perfil del mismo para poder lograr la máxima eficiencia de la bomba y garantizar las condiciones mostradas en la teoría.

2.10 Desinfección del agua

Según la NB 689, la desinfección puede ser realizada empleando diferentes sustancias químicas oxidantes; sin embargo, las más corrientes para poblaciones menores a 10000 habitantes en Bolivia son: Hipoclorito de calcio e hipoclorito de sodio

2.10.1 Cálculo del peso de hipoclorito de calcio o sodio.

Podemos determinar este peso con la relación:

$$P = Q * d$$

Donde: P : Peso de cloro en gr/h

Q : Caudal de agua a clorar en m^3/h

d : Dosificación adoptada en gr/m^3

2.10.2 Cálculo del peso del producto comercial.

$$P_c = \frac{P * 100}{r}$$

Donde: P_c : Peso del producto comercial en (gr/h)

r : Porcentaje del cloro activo que contiene el producto comercial (%).

2.10.3 Cálculo de la demanda horaria de solución.

$$q_s = \frac{P_c * 100}{C}$$

Donde: P_c : Peso del producto comercial en (kg/h)

q_s : Demanda horaria de la solución en(l/h), asumiendo que la densidad del litro de solución pesa 1 kg

c : Concentración de la solución (%)

El valor de q_s permite seleccionar el equipo dosificador requerido.

2.10.4 Cálculo del volumen de la solución.

$$V_s = q_s * t$$

Donde: V_s : Volumen de la solución en litros (l) (correspondiente al volumen útil de los recipientes de preparación).

t : tiempo de uso de los recipientes de solución en horas h

Se debe especificar el tiempo t en ciclos de operación de 6 horas (4 ciclos), 8 horas (3 ciclos) y 12 horas (2 ciclos) correspondientes al vaciado de los recipientes y carga de nuevo volumen de solución.

CAPÍTULO 3

INGENIERÍA DEL PROYECTO

3.1 Topografía

La topografía en el barrio es ligeramente regular pero, también presenta ciertas particularidades como:

La presencia de fuertes pendientes de hasta un 16% de inclinación en ciertos tramos.

Al tratarse de una nueva urbanización el barrio presenta algunos tramos con ligeras ondulaciones a simple vista, mismo que a la larga del tiempo serán mitigados.

Actualmente el área poblada se encuentra en su mayoría nivelada y con las calles ya definidas, pero en tramos y en la región “Este” del barrio, las calles y lotes aún no se encuentran nivelados por lo que presenta grandes accidentes naturales al igual que desniveles o depresiones, provocados por las crecidas en temporada de lluvias, a consecuencia de que el barrio se encuentra entre dos quebradas, la quebrada el Monte ubicada hacia el Sud – Oeste y una quebrada mas pequeña hacia el Nor –Este.

3.2 Cálculos hidráulicos y dimensionamiento

3.2.1 Dotación futura

En primer lugar se realizara el cálculo de la dotación futura a partir de los datos de población futura y dotación media, para lo cual emplearemos la fórmula mencionada en la literatura, tomando en cuenta una variación de anual de la dotación de un 2% de manera tal que esta dotación pueda satisfacer todas la necesidades de la población durante toda su vida útil.

$$Df = 210 * \left(1 + \frac{1.5}{100}\right)^{20} = 282.84 \text{ (l/hab - dia)}$$

3.2.2 Caudal medio

Posteriormente se determinara la dotación media o caudal medio, necesario para el diseño del sistema, con la ayuda de la expresión matemática ya mencionada.

$$Q_m = \frac{577 * 282.84}{86400} = 1.89 \text{ (l/s)}$$

3.2.3 Caudal máximo diario

Ya obtenido el caudal medio, se procederá a calcular el caudal máximo diario, para lo cual tomara un coeficiente k_1 igual a 1.5 esto para poder optimizar el sistema y acrecentar el caudal, para que el mismo pueda trabajar con una mejor eficiencia.

$$Q_{\max d} = \frac{577 * 282.84}{86400} * 1.5 = 2.83 \text{ (l/s)}$$

3.2.4 Caudal máximo horario

Con el caudal máximo diario ya obtenido, se puede calcular el caudal máximo horario, el cual nos muestra la demanda máxima que presenta una hora durante un año completo, para la selección del coeficiente k_2 de acuerdo a la tabla se adoptara el máximo valor para poder acrecentar el caudal y realizar el diseño con una mayor seguridad.

$$Q_{\max h} = \frac{577 * 282.84}{86400} * 1.5 * 1.55 = 4.4 \text{ (l/s)}$$

3.2.5 Volumen de regulación

Obtenidos los caudales máximos se determinara el volumen de regulación, tomando en consideración que el sistema funcionara a gravedad, por tanto se determinara los volúmenes a un 15 y 30%

Para un 15% del caudal máximo diario

$$V_{reg} = 0.15 * 2.83 * 86.4 = 36.68 \cong 37 \text{ m}^3$$

Para el 30% del caudal máximo diario

$$V_{reg} = 0.30 * 2.83 * 86.4 = 73.35 \cong 75 \text{ m}^3$$

3.2.6 Volumen de reserva

El volumen de reserva para 4 Hrs. De abastecimiento es:

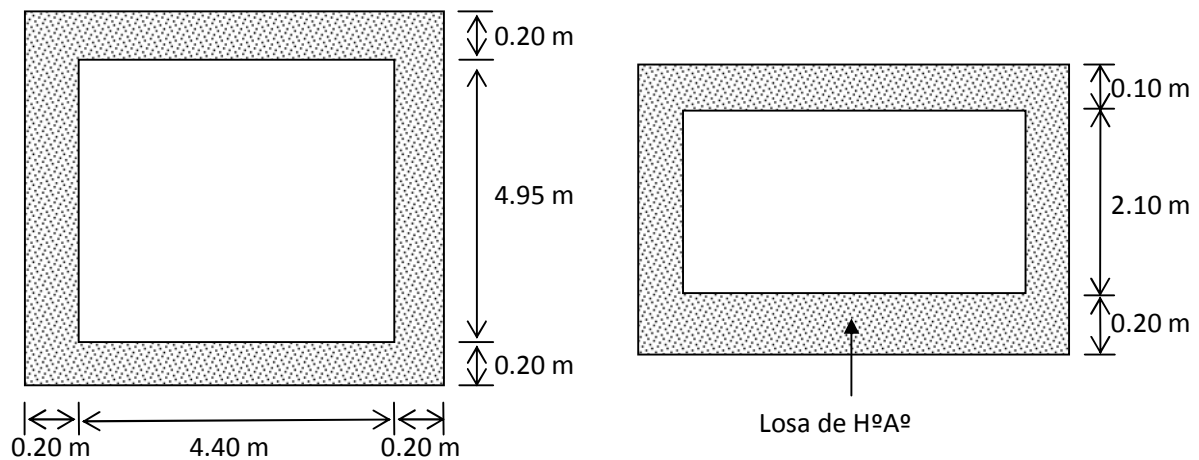
$$V_{res} = 3.6 * 2.83 * 4 = 40.75 \cong 40 \text{ m}^3$$

Teniendo los volúmenes calculados puede apreciarse que de acuerdo a la teoría el volumen del tanque debería ser el mayor de todos (75 m^3), pero adoptaremos un volumen de **40 m^3** por ser el volumen aceptable técnicamente.

$$\text{Volumen Adoptado} = 50 \text{ m}^3$$

El tanque tiene una altura de 15 m sobre el suelo, en la figura, se muestra las dimensiones útiles del tanque, el mismo tiene una base cuadrada de 5.35 m a cada lado con una pared de 0.20 m de espesor, y tiene una altura útil de 2.10 m con una tapa de 0.10 m de espesor y descansa sobre una losa de 0.20 m de espesor, el material del que será construido este tanque es de hormigón armado.

FIG.: 3.1 Dimensiones del tanque elevado



Fuente: Elaboración propia

Siendo el volumen real de:

$$V_t = 4.95 * 4.95 * 2.10 = 51.5 \text{ m}^3 > 50 \text{ m}^3$$

3.2.7 Determinación de caudales para la red cerrada

Para la determinación de caudal en la red cerrada existen varios métodos recomendados por la Norma Boliviana NB 689 como ser:

- ❖ Método de área unitaria
- ❖ Método de densidad poblacional
- ❖ Método de longitud unitaria
- ❖ Método de numero de familias

Para nuestro estudio aplicaremos el método de longitud unitaria por ser un método que requiere pocos datos y además de ser empleado con mayor facilidad.

3.2.7.1 Método de longitud unitaria

Este método consiste en determinar un caudal por metro lineal de tubería, cuyo caudal represente el consumo por metro lineal de tubería y que es igual en toda la red.

Se la determina con la expresión:

$$Q_i = Q_u * L_i \quad \text{donde} \quad Q_u = \frac{Q_t}{L_t}$$

Donde Q_i : Caudal en el tramo “i” (l/s)

Q_u : Caudal unitario por metro lineal de tubería (l/s-m)

Q_t : Caudal máximo horario (l/s)

L_i : Longitud del tramo “i” (m)

L_t : Longitud total de tubería (m)

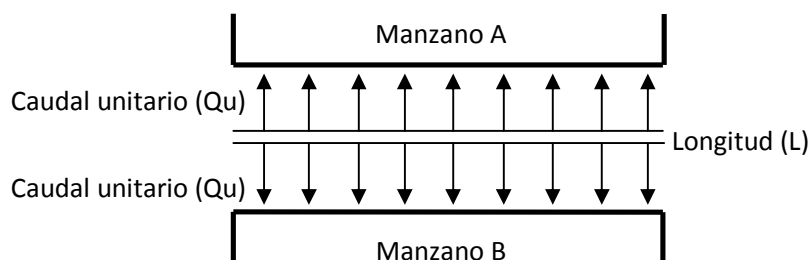
Siendo nuestro valor Q_u :

$$Q_u = \frac{4.4}{5845.24} = 0.00075275 \left(\frac{l}{s-m} \right)$$

Con cuyo caudal unitario se determinaron los caudales en cada de tramo de la red de acuerdo a la longitud correspondiente de cada tramo y sus solicitudes, cuyos resultados pueden verse en el Anexo 3 Cálculos hidráulicos.

Una observación importante que se consideró para la determinación de los caudales para el caso de ramales con aporte en dos direcciones es, que en un lado de la cuadra tendrá una solicitud de agua al mismo tiempo que el otro extremo, por lo que se considera que teóricamente dos caudales unitarios pasan por un mismo ramal lo cual técnica y constructivamente representa que, la tubería de ese ramal deberá llevar un caudal que satisfaga las necesidades de ambos lados de la calle como se aprecia en la figura.

FIG. 3.2 Distribución de caudales



Fuente: Elaboración propia

Puede verse que de manera teórica son dos tuberías de un mismo caudal que abastecen a ambos lados de la calle, por lo que para la determinación del caudal en ese tipo de ramales, se considera una longitud virtual la cual represente el doble de la longitud real del tramo o ramal, por lo que decimos que el caudal en ese tramo es:

$$Q_i = Q_u * L_v$$

Donde: Q_i : Caudal en el tramo (l/s-m)

L_v : Longitud virtual (m) ($L_v = 2 * L_r$)

3.2.8 Dimensionamiento

Dentro del tema de cálculo hidráulico se empleará el método de Hardy Cross para el dimensionamiento de las tuberías de la red principal, y de acuerdo a las pérdidas de carga que lleguen a presentarse en el sistema se podrán determinar los diámetros de las tuberías secundarias y laterales teniendo en cuenta siempre qué diámetros encontrados puedan brindar los caudales necesarios, las velocidades requeridas y la presión de salida establecida en el diseño de 10 m.c.a.

Los resultados de estos cálculos pueden apreciarse en el Anexo 3 Planilla de cálculos hidráulicos.

3.2.8.1 Selección de la tubería

De acuerdo al dimensionamiento y la determinación de los diámetros necesarios para el sistema de la planilla de resultados de presiones dinámicas se puede observar que la presión máxima del sistema es de 27.51 m.c.a. para el diámetro de $\frac{3}{4}$ ", por tanto para la selección del tipo de tubería deberá de tomarse en cuenta que el 80% de la presión de trabajo de la misma sea mayor o igual a la presión máxima del sistema.

La tubería del sistema será de PVC en toda la red al igual que sus accesorios, para la selección la clase de tubería deberá de consultarse con el catalogo de productos de PVC

estandarizados y de acuerdo a las normas NB 213, NB 1069 o NB 888, mismo que están diferenciados de acuerdo la presión de trabajo y a los diámetros disponibles en el mercado.

La tubería empleada para el proyecto es tubería de de **clase 6**.

3.2.9 Selección del tipo de bomba

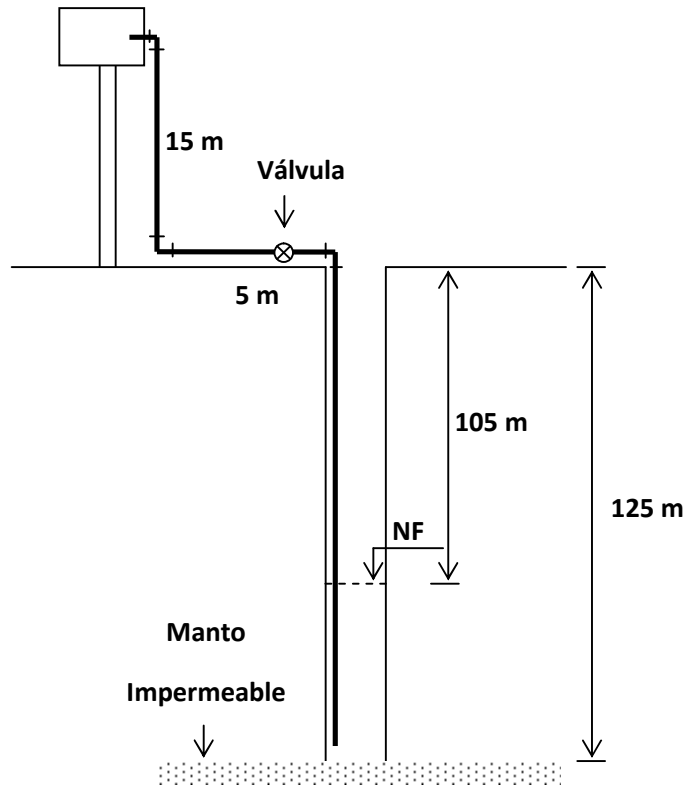
Para la determinación de la potencia requerida de la bomba estableceremos los datos disponibles.

Los datos con los que se cuenta para el cálculo son:

Altura del tanque	15 mts.
Nivel dinámico del pozo	105 mts.
Posición de la bomba	115 mts.
Tubería de acero galvanizado (C)	125
Caudal máximo diario	2.83 l/s
Horas de bombeo	15 hrs.
Longitud total de tubería	135 mts.

La longitud de la tubería se determino de acuerdo al siguiente esquema de aducción.

FIG.: 3.3 Esquema de la tubería de aducción



Fuente: Elaboración propia

Con los datos ya establecidos se procederá a la determinación de los parámetros faltantes requeridos para el cálculo de la potencia de la bomba.

3.2.9.1 Caudal de bombeo

Se determinará el caudal de bombeo empleando la fórmula mencionada en la literatura tomando los datos ya enunciados.

$$Q_b = 2.83 * \frac{24}{15} = 4.53 \text{ (l/s)}$$

3.2.9.2 Diámetro económico

El diámetro económico será determinará con la relación matemática mencionada en el capítulo II.

$$D = 1.3 * \left(\frac{15}{24} \right)^{\frac{1}{4}} * \sqrt{0.00453} = 0.077796\text{m} = 3.13" \cong 4"$$

3.2.9.3 Pérdida de carga unitaria

La determinación de la pérdida de carga unitaria se determinará con la fórmula de Hazen Williams, enunciada anteriormente tomando como diámetro el diámetro económico adoptado.

$$Hf_{(unit .)} = \frac{10.643 * 0.00453^{1.852}}{125^{1.852} * 0.1016^{4.87}} = 0.0035436 \quad (\text{m/m})$$

3.2.9.4 Pérdidas por fricción

Como se menciona en la literatura las pérdidas por fricción son determinadas multiplicando la pérdida unitaria por la longitud de la tubería.

$$Hf_{(total)} = 0.0035436 * 135 = 0.4784 \text{ (m)}$$

3.2.9.5 Pérdidas localizadas

Para la determinación de las pérdidas localizadas se empleara el método de la longitud equivalente correspondiente para cada accesorio.

Como en nuestro caso se desconoce la información de los tipos de accesorios con los que cuenta actualmente el sistema de aducción, se realizará una estimación bajo las condiciones

más desfavorables que podrían presentarse, es decir, con accesorios que generen mayor pérdida de carga como ser.

Accesorio	Le (m)
1. Válvula compuerta	21.0
2. 2 Codos de 90°	2.0
3. Tee de paso directo	4.3
TOTAL	29.3

Con el total se puede determinar las pérdidas ocasionadas por los accesorios mencionados, con la ayuda de la fórmula mencionada en la literatura.

$$H_{f(localizada)} = 0.0035436 * 29.3 = 0.1038 \text{ (m)}$$

3.2.9.6 Altura manométrica total

La determinación de la altura manométrica total o $H_{(bomba)}$, no es nada más que la sumatoria de todas las pérdidas y las diferencias de alturas establecidas en este capítulo.

$$H_t = 15 + 105 + 0.4784 + 0.1038 = 120.58 \text{ (m)}$$

Con este resultado puede determinarse la potencia de la bomba requerida para el sistema.

3.2.9.7 Potencia de la bomba

La determinación de la potencia de la bomba será determinada con la relación mencionada anteriormente teniendo cuidado de introducir los valores en las unidades correspondientes para obtener un resultado razonable.

$$P = \frac{0.00453 * 120.58 * 1000}{75 * 0.7} = 10.4 \text{ (HP)} \cong 11 \text{ (HP)}$$

Como puede observarse la potencia mínima requerida por el sistema es de 11 HP pero se adoptara una potencia de **12 HP** esto debido a que la potencia encontrada al principio no se encuentra en el mercado.

Por lo que podemos decir que la bomba que actualmente trabaja con el pozo que es de 15 HP es más que suficiente para poder garantizar que al agua pueda llegar hasta el tanque elevado y luego al sistema.

3.2.10 Diámetro de la tubería de desagüe

Este diámetro es calculado con la fórmula del tiempo del vaciado del tanque tomando como datos iniciales:

Dimensiones del tanque (S) 4.95 x 4.95 m.

Altura de carga (h) 2.10 m.

Tiempo de vaciado (T) (14400 seg.) 4.0 Hrs.

Coefficiente (m) 0.65

Despejando W de la ecuación tenemos que:

$$W = \frac{2 * S * \sqrt{h}}{m * T * \sqrt{2 * g}} = \frac{2 * (4.95 * 4.95) * \sqrt{2.10}}{0.65 * 14400 * \sqrt{2 * 9.81}}$$

$$W = 0.001713 \text{ m}^2$$

De donde decimos que:

$$d = \sqrt{\frac{4 * 0.001713}{\pi}} = 1.83 \text{ plg.} \cong 2 \text{ plg.}$$

Por lo que decimos que la tubería de desagüe deberá ser de **2"** de diámetro.

3.3 Tanque de almacenamiento elevado

Como se pudo apreciar anteriormente el volumen de agua que debe de almacenar el tanque es de 50 m^3 , por lo que se tomo el diseño del mismo un **tanque tipo**, para el cual el terreno y las características para las que fue diseñado deberán ser:

- ✓ La resistencia mínima del terreno deberá ser de al menos 1.0 Kg/cm^2 , mismo que es determinado a través de un ensayo de suelos.
- ✓ Adoptar una sobre carga de 100 Kg/m^2 .
- ✓ Considerar una velocidad del viento de 120 Km/hr .

Con lo que concluimos que, para poder garantizar la vida útil al igual que la funcionabilidad del mismo, el terreno donde será emplazado deberá cumplir las exigencias mínimas al igual que las condiciones atmosféricas mencionadas anteriormente.

3.4 Desinfección del agua

Para la desinfección del agua extraída de la fuente, se empleará la solución de hipoclorito de calcio para lo cual determinaremos el volumen necesario de solución para garantizar la desinfección del agua y que la misma pueda ser apta para el consumo humano, esta determinación se realizara empleando las formulas y relaciones descritas en el Capitulo 2.

3.4.1 Cálculo del peso de hipoclorito de calcio.

Para la desinfección del agua se empleara como solución el hipoclorito de calcio por ser una solución muy recomendable para las condiciones en las que se está diseñando el sistema, que es un sistema para poblaciones menores a 10000 hab.

Por lo que decimos que las condiciones son:

Hipoclorito de calcio al 10 %

Para dosificar un caudal de $4.4 \text{ l/s} = 15.84 \text{ m}^3/\text{h}$

Porcentaje de concentración de cloro activo 75 %

Concentración en el agua $1 \text{ mgr/l} = 1 \text{ gr/m}^3$

$$P = 15.84 * 1 = 15.84 \text{ gr/h}$$

3.4.2 Cálculo del peso del producto comercial.

Para poder calcular la cantidad de hipoclorito de calcio comercial por hora emplearemos la relación del peso del producto comercial, tomando en cuenta la concentración de cloro activo en la solución que es del 75%.

$$P_C = \frac{15.84 * 100}{75} = 21.12 \text{ gr/h}$$

3.4.3 Cálculo de la demanda horaria de solución.

Para la determinación de la demanda horaria de solución líquida (considerando que la solución de hipoclorito tiene una densidad de 1 gr/l), además de considerar la concentración de la solución es del 10%

$$q_S = \frac{21.12 * 100}{10} = 211.2 \text{ l/h}$$

Por lo que podemos decir que se requieren 211.2 litros de solución de hipoclorito de calcio por hora para desinfectar el agua con una dosis de 1 mg/l . La solución preparada fue al 10%.

3.4.4 Cálculo del volumen de la solución.

Para la determinación del volumen requerido por el sistema para la desinfección debemos de tomar en cuenta el tiempo de uso de los recipientes, es decir el tiempo t en ciclos de

operación por lo que para nuestro diseño tomaremos un tiempo de 12 horas (2 ciclos) que corresponden al vaciado del recipiente y la carga de nuevo volumen de solución

Por lo que decimos que $t = 12$ hrs.

$$V_S = 211.2 * 12 = 2534.4 \text{ lts./ciclo}$$

Por lo que decimos que se requerirá 2.5 m^3 de solución de hipoclorito de calcio preparado al 10%, con una dosis de 1 mgr/l.

Para la dosificación de la solución se emplea el dosificador con bomba eléctrica.

3.4.5 Dosificador con bomba eléctrica

Este dosificador realiza la inyección de la solución del desinfectante hacia una cámara de contacto o directamente a una tubería que conduce agua. Debe ser calibrado y automatizado para inyectar la solución en la proporción necesaria y para el caudal que se está desinfectando.

Los dosificadores eléctricos pueden ser accionados por bombas de diafragma o pistón. Los dosificadores eléctricos son favorablemente empleados en sistema de impulsión y plantas de tratamiento.

CAPÍTULO 4

PRESUPUESTO Y CRONOGRAMA DE EJECUCION

4.1 Cálculos métricos

Para la determinación de los volúmenes de obra y computar los mismos previamente debemos identificar las actividades que deben realizarse durante la ejecución de la obra.

4.1.2 Actividades

Las actividades que debe tener mínima mente este proyecto pueden apreciarse en la siguiente tabla.

TABLA 4.1 Actividades y volúmenes de obra

Nº	Actividades	Unid	Vol.
1	Instalación de faenas	M2	49,00
2	Prov. Y colocación de letrero de obra	PZA	1,00
3	Limpieza y desbroce	M2	49,00
4	Replanteo topográfico	M2	23,04
5	Excavación para zapatas y aducción	M3	29,13
6	Excavación para tubería de la red	M3	1670,80
7	Relleno y compactado para aducción y zapatas	M3	23,01
8	Acoplamiento	GLB	1,00
9	HºAº zapatas	M3	5,25
10	HºAº columnas	M3	3,44
11	HºAº vigas	M3	7,20
12	HºAº lozas	M3	14,04
13	Revoque impermeabilizante	M2	49,28
14	Tubería de impulsión, distribución y limpieza FG DN 3" y 2"	ML	53,00
15	Prov. Y coloc. De accesorios para tanque	GLB	1,00
16	Hº Cº Cámara de llaves	M3	0,19
17	Accesorios cámara de llaves	GLB	1,00
18	Escalera de acero y barandado de protección	GLB	1,00
19	Tapa sanitaria para tanque y cámara de llaves	PZA	2,00
20	Ventilación	PZA	1,00

21	Replanteo topográfico y trazado de tuberías	ML	3480,84
22	Prov. E Inst. Tubería PVC C-6 DN 3"	ML	278,29
23	Prov. E Inst. Tubería PVC C-6 DN 2 "	ML	372,89
24	Prov. E Inst. Tubería PVC C-6 DN 1 1/2"	ML	655,17
25	Prov. E Inst. Tubería PVC C-6 DN 1"	ML	606,79
26	Prov. E Inst. Tubería PVC C-6 DN 3/4"	ML	1567,70
27	Accesorios para red cerrada	GLB	1,00
28	Prueba hidráulica	ML	3480,80
29	Desinfección de tuberías	ML	3480,80
30	Relleno y compactado para tuberías	M3	1659,78
31	Limpieza general	GLB	1,00

Fuente: Elaboración Propia

4.2 Precios unitarios

Para poder elaborar el análisis de los precios unitarios de cada ítem o actividad tomaremos como referencia datos como rendimientos de los materiales, mano de obra, etc. impuestos, tipo de moneda u otros factores importantes de revistas de construcción y/o datos de empresas locales que tengan la información requerida.

Dentro del estudio del análisis de precios unitarios existen parámetros muy importantes que deben de ser definidos de acuerdo a procedimientos internos dentro de la empresa que nos permitan definir los siguientes parámetros.

- a) **Cargas sociales.-** Cuyo parámetro está definido como la otorgación de subsidios otorgados por la empresa a partir del sueldo del trabajador el cual deberá cubrir incidencias como inactividad, incidencia de subsidios (pre natalidad, natalidad, etc.) así también la incidencia de aportes patronales, seguridad industrial e incidencia por antigüedad.

De acuerdo a varias experiencias y estudios realizados, se logro establecer que la incidencia de estas cargas sociales se encuentra entre el rango de **50% al 71.18%** del costo total de la mano de obra.

- b) **Gastos generales.-** Son gastos que generan la ejecución del proyecto pero que los mismos no afectan al proyecto en sí, es decir, que son costos indirectos destinados

a cubrir los costos administrativos como dotación de material de escritorio, salario de personal administrativo, etc.

Estos costos al igual que el anterior están definidos por la empresa de acuerdo a la estructuración interna de la misma, el rango de estos costos es de **5% al 20%** del costo total.

c) **Utilidad.-** La utilidad es la ganancia neta que obtendrá la empresa por la ejecución del proyecto, este porcentaje es variable y también está definido por la empresa de acuerdo a la política interna, la cual depende de factores como:

Tamaño del proyecto, duración del mismo, tipo de proyecto y otros.

El rango aceptable es un máximo de un **10%** del costo total.

d) **Impuestos.-** Los impuestos que deben de pagar por concepto de mano de obra son:

IVA: Impuesto al valor agregado, cuyo porcentaje está definido por el estado a través del ministerio de hacienda y trabajo corresponde al monto del **14.94%**, monto que puede ser amortiguado por la presentación de facturas de adquisición o uso de servicios.

IT: Impuesto a las transacciones, cuyo porcentaje también está definido por el gobierno corresponde al **3.09%**.

Los precios unitarios se encuentran en el Anexo 6.

4.3 Presupuesto general

Este presupuesto representa el costo total de la obra la cual es determinada a través del producto de los precios unitarios por los volúmenes obra correspondiente.

Por lo que para el proyecto nos muestra que el mismo tendrá un costo total de:

✓ 357.107,94 Bolivianos ó 50510,32 \$US (7.07 Bs./\$US)

PRESUPUESTO GENERAL					
Proyecto: Diseño hidráulico del sistema de agua potable para el Barrio El Trigal				Lugar: Ciudad de Tarija	
Nº	Descripción ítem	Unid.	Cantidad	P.Unit.	Parcial
>	ACOPLAMIENTO A LA LINEA DE ADUCCION				
1	Excavación	m3	7,20	46,47	334,59
2	Acoplamiento	glb	1,00	435,49	435,49
3	Tubería de impulsión FG DN 3"	ml	23,00	136,78	3145,97
4	Tubería de distribución FG DN 3"	ml	25,00	136,78	3419,53
5	Tubería de limpieza y rebalse FG DN 3"	ml	5,00	136,78	683,91
6	Prov. Y coloc. De accesorios	glb	1,00	9419,71	9419,71
7	Relleno con material cernido	m3	6,60	46,47	306,71
>	TANQUE ELEVADO				
8	Instalación de faenas	glb	1,00	11,36	11,36
9	Coloc. Letrero de obra	glb	1,00	330,70	330,70
10	Limpieza y desbroce	glb	1,00	8,39	8,39
11	Replanteo topográfico	m2	23,04	11,51	265,29
12	Excavación	m3	31,04	46,47	1442,48
13	Relleno y compactado para zapatas	m3	16,41	46,47	762,59
14	H° A° zapatas	m3	7,32	2299,96	16835,68
15	H° A° losas	m3	14,33	2198,03	31501,04
16	H° A° vigas	m3	8,64	3223,62	27852,11
17	H° A° Columnas	m3	3,44	3287,66	11301,34
18	Cámara de llaves	m3	0,29	747,56	216,79
19	Revoque impermeabilizante	m2	69,05	17,55	1211,83
20	Escalera de acero	glb	1,00	2338,71	2338,71
21	Barandado de protección	glb	1,00	987,52	987,52
22	Accesorios tanque elevado	glb	1,00	8265,05	8265,05
23	Accesorios cámara de llaves	glb	1,00	1516,39	1516,39
24	Tapa sanitaria para tanque	Pza.	1,00	605,70	605,70
25	Tapa cámara de llaves	Pza.	1,00	528,41	528,41
26	Ventilación	Pza.	1,00	221,29	221,29
>	RED DE DISTRIBUCION				
27	Replanteo y trazado de tuberías	ml	3480,84	0,89	3112,95
28	Excavación	m3	1670,80	46,17	77140,11
29	Relleno y compactado manual	ml	1659,78	46,17	76631,18
30	Prov. E Inst. Tubería PVC C-6 DN 3"	ml	278,29	59,58	16579,64
31	Prov. E Inst. Tubería PVC C-6 DN 2 "	ml	372,56	31,56	11757,11

32	Prov. E Inst. Tubería PVC C-6 DN 1 1/2"	ml	655,17	23,77	15570,40
33	Prov. E Inst. Tubería PVC C-6 DN 1"	ml	615,81	15,88	9780,08
34	Prov. E Inst. Tubería PVC C-6 DN 3/4"	ml	1559,01	12,43	19373,74
35	Accesorios para red cerrada	glb	1,00	1063,86	1063,86
36	Prueba hidráulica	ml	3480,84	0,23	808,79
37	Desinfección de tuberías	ml	3480,84	0,33	1147,89
38	Limpieza	glb	1,00	193,63	193,63
TOTAL (bolivianos)					357107,94

Son: Trescientos cincuenta y siete mil ciento siete 94/100 Bolivianos

4.4 Cronograma de actividades

Para la elaboración del cronograma de trabajo se utilizará el método de diagrama de Gantt, mismo que es muy utilizado en la elaboración de proyectos y que es muy práctico, Este puede ser elaborado utilizando el paquete de Microsoft Project, el cual muestra la ruta critica o duración de la obra en días calendario.

Para lo cual debemos de determinar la duración en días hábiles de cada actividad, para lo cual se requieren algunos condiciones como:

- ✓ Se adoptara como días hábiles o de trabajo de lunes a domingo.
- ✓ Cada día deberá de cumplirse una jornada de 8 horas de trabajo.
- ✓ Se aceptara como días no hábiles o suspensión de actividades los días que se presenten imprevistos que impidan que la obra se ejecute con normalidad como (días lluviosos, bloques, etc.)

Definidas las condiciones y conocidos los rendimientos de la mano de obra de acuerdo a los precios unitarios al igual que los volúmenes de obra, se determina la duración de cada actividad independientemente, una manera recomendable de realizar la misma es con la relación:

$$D = \frac{R * V}{jornal(8hrs.)}$$

Donde D: Duración en (días)

R: Rendimiento (hrs/vol.)

V: Volumen por actividad

Debe de tomarse en cuenta que al momento de la determinación de la duración de cada actividad deberá de redondearse el valor calculado al inmediato superior en caso de ser necesario.

Cuyos resultados y diagramas pueden ser observados en anexos.

Para una mejor determinación del tiempo de duración de la obra y realizar una ruta critica adecuada se agrupo algunas actividades de tiempos relativamente cortos, dentro de un grupo representativo, esto con el fin de poder obtener actividades con mayores duraciones.

Esta agrupación se realizo de acuerdo a los módulos presentados en los cómputos métricos y a la sucesión entre actividades, esta agrupación es:

TABLA 4.2 Agrupación de actividades

Obras preliminares	
1	Instalación de faenas
2	Prov. Y colocación de letrero de obra
3	Limpieza y desbroce *
Tanque Elevado	
1	Replanteo topográfico
2	Excavación para zapatas y aducción *
3	H°A° zapatas (+)
4	H°A° columnas (+)
5	H°A° vigas (+)
6	H°A° lozas (+)
7	Revoque impermeabilizante
8	Escalera de acero y barandado de protección
9	H° C° Cámara de llaves
Aducción, acoplamiento y accesorios	
1	Acoplamiento
2	Tubería de impulsión, distribución y limpieza FG DN 3" y 2"
3	Prov. Y coloc. De accesorios para tanque

4	Accesorios cámara de llaves
5	Tapa sanitaria para tanque y cámara de llaves
6	Ventilación
7	Relleno y compactado para aducción y zapatas *
Red de distribución	
1	Replanteo topográfico y trazado de tuberías
2	Excavación para tubería de la red **
3	Prov. E Inst. Tubería PVC C-6 DN 3"
4	Prov. E Inst. Tubería PVC C-6 DN 2 "
5	Prov. E Inst. Tubería PVC C-6 DN 1 1/2"
6	Prov. E Inst. Tubería PVC C-6 DN 1"
7	Prov. E Inst. Tubería PVC C-6 DN 3/4"
8	Accesorios para red cerrada
9	Prueba hidráulica
10	Desinfección de tuberías
11	Relleno y compactado para tuberías **
12	Limpieza general

(*) Un frente de trabajo con 4 peones

(**) Dos frentes de trabajo con 4 peones por frente

(+) Dos frentes de trabajo con un albañil y un ayudante por frente

Donde podemos decir que la duración de las nuevas actividades puede apreciarse en la siguiente tabla.

TABLA 4.3 Duración en días por actividad

Duración en días de cada actividad		
Nº	Actividad	Días
1	Obras preliminares	6
2	Tanque Elevado	111
3	Aducción, acoplamiento y accesorios	7
4	Red de distribución	127

Fuente: Elaboración Propia

Por lo que concluimos que la duración de la obra es de 133 días calendario.

TABLA 4.4 Cronograma de actividades (diagrama de barras)

Id	Nombre de tarea	Duración	Comienzo	Fin	Predecesoras	2010		tri 1, 2011		tri 2, 2011	
						nov	dic	ene	feb	mar	abr
	Tareas críticas: No	118 días	lun 22/11/10	mié 04/05/11							
2	Tanque Elevado	111 días	lun 22/11/10	lun 25/04/11	1						
3	Aducción, acoplamiento y accesorios	7 días	mar 26/04/11	mié 04/05/11	2						
	Tareas críticas: Sí	133 días	vie 12/11/10	mar 17/05/11							
1	Obras preliminares	6 días	vie 12/11/10	vie 19/11/10							
4	Red de distribución	127 días	lun 22/11/10	mar 17/05/11	1						

CONCLUSIONES

- Este proyecto de agua potable, garantiza a los pobladores una dotación de agua continua y apta para el consumo humano, reduciendo de esta manera enfermedades producidas por el consumo de agua sin tratamiento o agua cruda.
- Se optó por la implementación de un tanque elevado con el fin de poder regular las presiones en el sistema, como también con el fin de almacenamiento de un volumen de agua que podrá suministrar al sistema durante 4 hrs. al no contar con el bombeo o durante el proceso de mantenimiento.
- Se logró dimensionar el sistema empleando los procedimientos técnicos de la de acuerdo a la Norma Boliviana NB 689, el funcionamiento del sistema es a gravedad que parte de un tanque elevado hacia la red garantizando una presión de servicio de 10 mca en todo el sistema, así también se realizó la selección del tipo de tubería PVC de clase 6.
- Se pudo verificar la potencia requerida por la bomba, misma que es menor a la potencia de la bomba con la que actualmente trabaja el pozo tomando como caudal solo el necesario para el sistema.
- Se logró estimar de manera teórica el volumen necesario de hipoclorito de calcio al 10%, suficiente para poder desinfectar el volumen de agua suministrado al sistema y poder garantizar que en el punto más lejano del mismo la cantidad de cloro activo sea de 0.1 mgr/l.

RECOMENDACIONES

- Se recomienda realizar una dosificación del desinfectante (hipoclorito de calcio) más ajustada a la recomendada por la NB 689, de manera tal que en el punto más alejado de la red la cantidad de cloro sea de 0.1 mgr/l.
- Antes de realizar el diseño del proyecto, es recomendable estudiar las diferentes alternativas para el emplazamiento de las tuberías de PVC, esto con el fin de poder reducir el tiempo de trabajo.
- Si el proyecto llegase a ser ejecutado se recomienda complementar los estudios socioeconómicos a profundidad y los aspectos ambientales correspondientemente de acuerdo a las exigencias de la entidad gestora.
- Se recomienda que al momento de la instalación domiciliaría del servicio, se coloquen los respectivos medidores, con el fin de poder realizar los cobros del servicio de acuerdo al consumo.
- Se recomienda la ejecución del proyecto una vez que este complementado con el resto de los estudios pendientes, ya que la población tiene toda la disponibilidad de que dicho proyecto se llegue a cabo.
- Se recomienda realizar concientizar a todos los vecinos beneficiados con este proyecto al apropiado uso del recurso agua con el fin de poder reducir los costos mensuales del servicio y garantizar el suministro de agua a todo el barrio.