

UNIVERSIDAD MAYOR DE SAN ANDRES
FACULTAD TECNICA
CARRERA CONSTRUCCIONES CIVILES



PROYECTO DE GRADO

**SISTEMA DE ABASTECIMIENTO DE AGUA POTABLE PARA LAS COMUNIDADES
DE TIMBOICITO Y ÑANCARAINZA, REGION CHACO CHUQUISAQUEÑO**

Tutora: Ing. María Nadezda Otero Valle

Postulante: Hermin Castro Endara

La Paz – Bolivia

2011

SISTEMA DE ABASTECIMIENTO DE AGUA POTABLE PARA LAS COMUNIDADES DE TIMBOICITO Y ÑANCARAINZA, REGION CHACO CHUQUISAQUEÑO.

INDICE GENERAL	Pág.
1. Introducción	2
1.1. Antecedentes	3
1.2. Justificación del proyecto	4
1.3. Objetivo General	5
1.3.1. objetivos específicos	5
1.4. Problemas que se pretende atender	6
1.5. Metas	6
2. Monografía del lugar	8
2.1. Monografía de las comunidades de Timboicito y Ñancaroinza	8
2.2. Ubicación y localización	8
2.3. Extensión territorial	9
2.4. Límites y colindancias	9
2.5. Población actual	10
2.6. Población beneficiaria	10
2.7. Población del área de influencia	10
2.8. Vías de acceso	11
2.9. Descripción física del área del proyecto	12
2.9.1. Clima y precipitaciones pluviales	12
2.9.2. Topografía	12
2.9.3. Tipo de suelos	12
2.10. Servicios básicos en el área del proyecto	13
2.10.1. Agua potable	13
2.10.2. Alcantarillado sanitario	13
2.10.3. Electricidad	13
2.10.4. Educación	13
2.10.5. Salud	14
3. Fundamento teórico del proyecto	16
3.1. Aforo	16
3.2. Calculo de caudal de agua en tuberías	17

3.3. Presión de los fluidos	19
3.3.1. Presión estática	19
3.3.2. Presión dinámica	20
3.3.3. Presiones absoluta y relativa	20
3.4. Sección de tuberías	21
3.5. Perdidas de carga en tuberías	22
3.5.1. Perdidas de carga menores	23
4. Diseño del sistema de agua potable	26
4.1. Descripción del proyecto	26
4.2. Tipo de fuente	26
4.3. Caudal de aforo	26
4.4. Calidad del agua	27
4.4.1. Examen bacteriológico	27
4.4.2. Examen físico químico	27
4.5. Criterios de diseño	27
4.5.1. Período de diseño	28
4.5.2. Dotación	28
4.5.3. Estimación de la población futura	29
4.6. Determinación de caudales	30
4.6.1. Caudal medio diario	30
4.6.2. Caudal máximo diario	30
4.6.3. Caudal máximo horario	31
4.7. Levantamiento topográfico	32
4.8. Parámetros de diseño	33
4.9. Captación	33
4.9.1. Presa	33
4.9.1.1. Diseño de presa vertedora maciza	34
4.9.1.2. Calculo de las coordenadas del azud	35
4.9.1.3. Diseño del resalto	36
4.9.1.4. Calculo de esfuerzos	38
4.9.1.5. Factor de seguridad al deslizamiento	39
4.9.1.6. Factor de seguridad al volteo	39
4.9.1.7. Determinación de cotas del muro de azud	40
4.10. Diseño de línea de conducción	41
4.11. Tanque de almacenamiento de agua	43
4.11.1. Diseño de tanque de distribución	44
4.11.2. Volumen del tanque	
4.11.3. Diseño de losa	44
4.11.3.1. Determinación del sentido de trabajo de la losa	44

4.11.3.2.	Espesor de la losa	45
4.11.3.3.	Integración de cargas	45
4.11.4.	Diseño de muro	48
4.11.4.1.	Altura del tanque	48
4.11.4.2.	Verificaciones de estabilidad al volteo	51
4.11.4.3.	Verificaciones de estabilidad al deslizamiento	52
4.11.5.	Diseño de la tubería de limpieza y rebose	53
4.11.5.1.	Tubería de limpieza	53
4.11.5.2.	Tubería de rebose	54
4.12.	Diseño de red de distribución	54
4.12.1.	Red de distribución abierta	54
4.12.2.	Red de distribución cerrada	56
4.12.2.1.	Tubería matriz	56
4.12.2.2.	Calculo de diseño	57
4.12.2.3.	Red de distribución – base de diseño	57
4.13.	Obras hidráulicas	57
4.13.1.	Válvulas de limpieza	57
4.13.2.	Válvulas de aire	58
4.13.3.	Caja divisora de flujo	58
4.13.4.	Cámara rompe presión	58
4.13.5.	Válvulas de compuerta	58
4.13.6.	Conexiones domiciliarias	59
4.13.7.	Pasos de quebrada	59
4.14.	Desinfección del agua	59
4.14.1.	Sistema de desinfección	59
4.14.2.	Cloración	60
4.14.3.	Cloro residual	60
4.14.4.	Determinación de la cantidad de desinfectante	61
4.15	Presupuesto del sistema de agua	62
5.	Conclusiones	64
6.	Recomendaciones	64
7.	Bibliografía	65
Anexos		

ÍNDICE DE ILUSTRACIONES

FIGURAS Y GRAFICOS

1 Mapa de Chuquisaca en el contexto nacional	8
2 Mapa del municipio de Machareti en el contexto departamental	8
3 Mapa del municipio de Machareti en el contexto de la provincia	9
4 Altura de descarga baja de agua por tubería	16
5 Chorro por tubería	17
6 Diagrama de presiones	19
7 Fotografías del levantamiento topografico	32
8 Perfil Creager	36
9 Muro azud	36
10 Dimensiones del muro azud de captación de agua	40
11 Dimensiones del muro del tanque de almacenamiento	49
12 Dimensiones de la solera corona y su refuerzo	50
13 Diagrama de presiones actuantes sobre el muro	50
14 Diagrama de cloro residual libre y disponible	60

TABLAS

1 Población actual	10
2 Población total por sexo	11
3 Valores del coeficiente C, Hazen Williams	23
4 Coeficientes de pérdidas de carga K	24
5 Aforo de la fuente de agua	26
6 Periodo de diseño	28
7 Dotación media diaria	29
8 Valores de perfil creager	35
9 Coordenadas del perfil creager	35
10 Cálculos de fuerzas de muro azud	38
11 Cálculos de fuerzas de muro tanque	50
12 Cantidad de lavandina por volumen de agua a desinfectar	61

Resumen del Proyecto

El presente trabajo de graduación contiene, en forma detallada, el procedimiento con el cual se desarrolló el proyecto denominado:

“SISTEMA DE ABASTECIMIENTO DE AGUA POTABLE PARA LAS COMUNIDADES DE
TIMBOICITO Y ÑANCARAINZA, REGION CHACO CHUQUISAQUEÑO”

El mismo contiene la investigación de campo realizada, generó la información monográfica del lugar, ésta, muestra a su vez, un cuadro general de las condiciones físicas, económicas y sociales de las comunidades, que regirán todos los criterios adoptados en este estudio.

Además, se describe el servicio técnico profesional, que contiene el diseño, del sistema de agua potable, basados en criterios técnicos. El cálculo es un factor importante, que garantiza un proyecto, por lo tanto debe ser eficiente de acuerdo con la capacidad económica y las necesidades de las poblaciones a servir.

SISTEMA DE ABASTECIMIENTO DE AGUA POTABLE PARA LAS COMUNIDADES DE TIMBOICITO Y ÑANCAROINZA, REGION CHACO CHUQUISAQUEÑO.

1 Introducción

La comunidad de Timboicito está integrada por personas indígenas que pertenece al grupo de los Chiriguanos o Guaraníes, que aún conservan sus tradiciones y su idioma nativo, sin embargo en la actualidad en su mayoría los pobladores hablan el idioma español. La principal forma de organización es mediante las “OTB´s” que tienen base en la comunidad, conocida antiguamente como "lenta".

Mientras que la comunidad de Ñancaroinza se identifica por ser intercultural, aparte de los indígenas guaraníes está compuesta por personas inmigrantes, como los campesinos chapacos, mestizos chaqueños, aymaras y quechuas, el nombre de Ñancaroinza significa “cabecera de agua fresca” en el lenguaje guaraní. Ambas comunidades son colindantes territorialmente y entre poblaciones los separa una distancia de 6 km (kilómetros) aproximadamente. Están representados por un Capitán o “Burbicha¹”, estas son elegidas por un periodo de un año.

Por ser comunidades rurales, estas presentan una serie de problemas, carencia de servicios básicos e infraestructura, por lo que el presente trabajo de graduación, está orientado a proponer soluciones factibles, no sólo desde el punto de vista técnico, sino económico y social.

Para el efecto, en la primera parte contiene una investigación de tipo monográfica y socioeconómica de la comunidad, así como un diagnóstico sobre las necesidades de servicios básicos e infraestructura y priorización de las mismas. En la segunda parte, se desarrolla el tema concerniente al diseño del Sistema de Abastecimiento de Agua Potable, el cual es por gravedad. Y finalmente, se presentan las conclusiones, recomendaciones y bibliografía.

¹ Burbicha en el idioma español significa Capitán.

1.1 Antecedentes

La más elemental necesidad de estas poblaciones rurales en la actualidad es la provisión de agua potable, donde la escases en tiempo de estiaje es significativo.

En estas zonas el aprovisionamiento de agua se resuelve, generalmente, mediante perforaciones especiales del suelo hasta alcanzar estratos acuíferos.

Donde no es posible obtener agua subterránea, se utiliza el agua superficial de ríos, arroyos y lagos, en la medida que resulten aptos para el consumo humano, ya que de no ser así tendrían que ser potabilizadas mediante procedimientos adecuados.

En otros casos se utiliza el agua de lluvias, empleando el primitivo procedimiento de almacenarla en recipientes, conocidos como aljibes o en cisternas.

En general la mayor parte del chaco chuquisaqueño presenta déficit de agua, por tener características con registro de temperaturas altas, lluvias concentradas en pocos meses y además irregulares, lo que causa una elevada evaporación del agua, y de esa manera se tengan ríos con caudales muy variables, por esta situación hace que exista carencia del liquido elemento por temporadas largas, y más aun por ser estas comunidades muy dispersas, esto dificulta mucho más en el aprovisionamiento del recurso hídrico por el costo económico que significa en la instalación de agua por cañería.

Los pobladores conjuntamente a sus organizaciones, instituciones tienen la necesidad de tener más agua para el consumo, por el incremento en número de habitantes y la consolidación de las poblaciones de Timboy cito y Nancaroinza hacen necesario contar con mejores condiciones de habitabilidad e higiene propias de un centro poblado, por otra parte esta es una necesidad priorizada de las comunidades motivados por los altos riesgos que implica el consumo de agua en la actualidad.

El proyecto, constituirá la solución a los problemas de salud y ambientales. El medio ambiente tiene influencia decisiva sobre el bienestar y la salud de la población. El saneamiento del medio ambiente de las ciudades, y el campo tiene importancia sustancial en el mejoramiento de la calidad de vida. Los beneficios derivados de las obras de saneamiento efectuadas en cada país, están registrados estadísticamente mediante un notable descenso de la tasa de mortalidad con la dotación de los servicios de agua potable.

1.2 Justificación del Proyecto

La situación actual de proveerse de agua en la mayoría de las familias de estas comunidades es mediante la utilización de grandes reservorios de agua denominados “atajados” que consiste en pozos precarios construidos básicamente para la toma de agua del ganado, dichas aguas son recolectados de las lluvias. La gente también tiene la necesidad de tomar agua de este lugar, el compartir los seres humanos y los animales de una misma fuente hace muy insalubre para las personas. Otras familias que cuentan con mayores recursos económicos, están provistos de tanques de almacenamiento pequeños y estas son aprovisionadas del líquido elemento por carros cisternas, por lo que se incrementa aun más los costos para tener agua de consumo diario.

La actual situación de insalubridad por la carencia de un sistema de agua por cañería genera un estado de inseguridad en la salud poblacional de las comunidades de Timboicito y Ñancaroinza, estando propensos a la generación de altos grados de contaminación por la mala higiene ocasionada por falta de una infraestructura adecuada. Las comunidades al no contar con abastecimiento de agua potable enfrentan problemas en la salud de los pobladores y en especial de los niños menores a 5 años, el porcentaje de episodios Diarreicos EDAS (Enfermedades Diarreicas), según datos INE y SNIS (Sistema Nacional de Información en Salud) es de 103 casos por cada mil habitantes.

La distancia para la provisión de agua hasta sus domicilios es mucha, y la poca agua que existe en el lugar no es de buena calidad, además no se está usando adecuadamente. En tiempo de lluvias el consumo de agua es de las quebradas pero esta presenta problemas de turbidez, tienen que esperar a que precipite las partículas que el agua traslada durante esta época.

El centro de salud registra muchas enfermedades gastrointestinales, hecho que incide de alguna forma en el pleno desarrollo físico e intelectual de los niños. Actualmente y pese a la cantidad de recursos con los que cuenta este municipio, en el año 2001 en la región, el porcentaje de pobreza extrema fue de 61,5%, la segunda más alta después de Potosí. La proyección a 2015 es de 36,6%, siendo la meta del milenio de 24.0%,² además la deficiente condición del líquido elemento, no permite tener en cantidades mínimas de agua segura para el consumo humano, esto agrava las condiciones de vida y favorece al crecimiento de la pobreza, el proyecto básicamente abastecerá

² www.planguarani.com/pages/municipio_machareti.php

de agua potable a las comunidades de Timboycito y Ñancaroinza dotando de un sistema que consta de: Obra de captación de agua, tanque de distribución, cámaras de inspección, muros de protección de la fuente, línea de aducción, cámaras de llaves, pasos de quebrada, cámaras de purgas, ventosas, red de distribución, caseta de cloración, cercos de protección y piletas domiciliarias.

La dotación de agua apta para el consumo humano será una de las satisfacciones de la NEBAS (necesidades básicas satisfechas) de la población. Al construir un sistema de agua potable en la comunidad se reducirían la prevalencia de enfermedades causadas por el consumo de agua de baja calidad, además que la implementación de un programa de desarrollo comunitario dentro de todos los niveles dirigencia-les tanto del municipio y la comunidad en temas relacionados a mantenimiento y operación del sistema, administración y gestión, mejorará la calidad de vida de los pobladores de la comunidad.

1.3 Objetivo General

El objetivo general del presente proyecto será el de construir un Sistema de Agua Potable, en las Comunidades de Timboycito y Ñancaroinza, para combatir la inseguridad alimentaria de los pobladores y elevar los índices de salud pública.

1.3.1 Objetivos Específicos

- 1) Construir un sistema de agua potable, buscando la sustentabilidad del proyecto entendiéndose como tal a la garantía económica y social de que el proyecto estará operable y utilizando en el mediano y largo plazo.
- 2) Determinar un sistema tarifario racional y que esté al alcance de la capacidad de pago de los beneficiarios.
- 3) Evitar la emigración y favorecer al crecimiento poblacional que en la actualidad presenta un comportamiento estacionario, debido a que las nuevas generaciones buscan lugares de trabajo y zonas que ofrezcan condiciones mínimas de vida, como agua, energía eléctrica y otros.

1.4 Problemas que se pretende atender

El principal problema que se pretende resolver es la inseguridad alimentaria, que es causa principal de las enfermedades dentro de la comunidad. Las constantes demandas de los pobladores de ambas comunidades, como una manera de combatir a las enfermedades prevalentes de la zona, han priorizado el presente proyecto, como una demanda principal, este proyecto permitirá el acceso de los beneficiarios hacia el líquido elemento.

Para el financiamiento y ejecución del Proyecto, deberá recurrirse a los fondos que percibe el Gobierno Municipal de Machareti por concepto de coparticipación tributaria y también a los fondos destinados por alivio a la pobreza, canalizados a través del Fondo de Inversión Productivo y Social (F.P.S.).

1.5 Metas

- 1) El sistema de abastecimiento de agua potable, abarca la totalidad de las familias de Timboycito y Ñancaroinza.
- 2) Ha mejorado los hábitos sanitarios de los pobladores, eliminando la contaminación parasitaria y bacteriológica debido al uso de agua, por lo tanto disminuyeron las enfermedades de origen hídrico.
- 3) Se establecieron condiciones para la sostenibilidad de los servicios de agua a través de apoyo al nivel comunitario.



2 Monografía del lugar

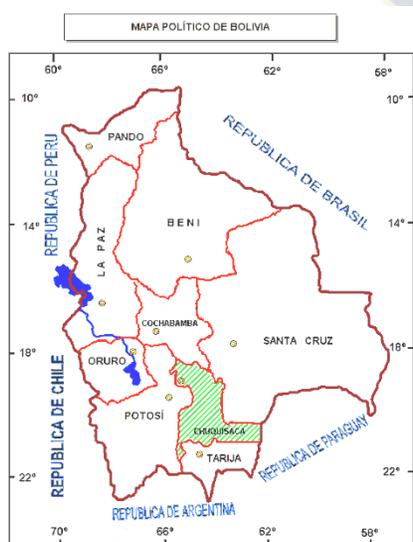
2.1 Monografía de las Comunidades de Timboicito y Ñancaroinza.

Nombre oficial: Timboicito y Ñancaroinza, pertenecen al municipio de Machareti, provincia Luis Calvo, del departamento de Chuquisaca. Su jurisdicción municipal corresponde a la municipalidad de Machareti. Actualmente, cuentan con una población de 114 familias de cinco personas como promedio y 114 viviendas. La provincia Luís Calvo fue creada el 14 de Noviembre de 1947 años, mediante Decreto del Congreso Nacional, durante la presidencia del Dr. Enrique Hertzog Garaizabal. Machareti fue declarada Tercera sección en fecha 14 de Noviembre del mismo año por Decreto Ley, compuesta por tres cantones entre ellas se encuentra Ñancaroinza, Mención en Ley del 24 de noviembre del año 1909.

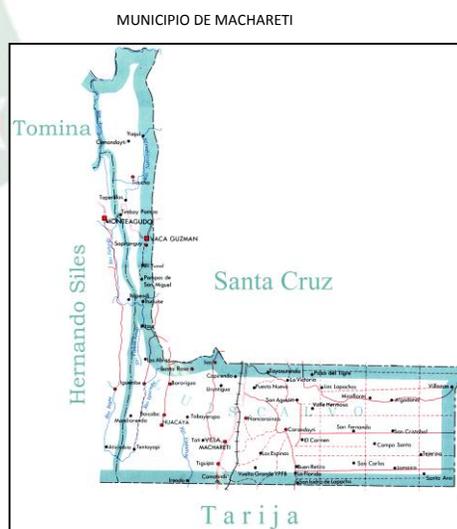
2.2 Ubicación y localización

El proyecto de construcción de sistema de agua potable para las comunidades de Timboicito y Ñancaroinza están localizadas a una distancia de 20 y 26 km respectivamente de la población de Machareti, con un tiempo de recorrido en transporte público de 20 a 25 minutos.

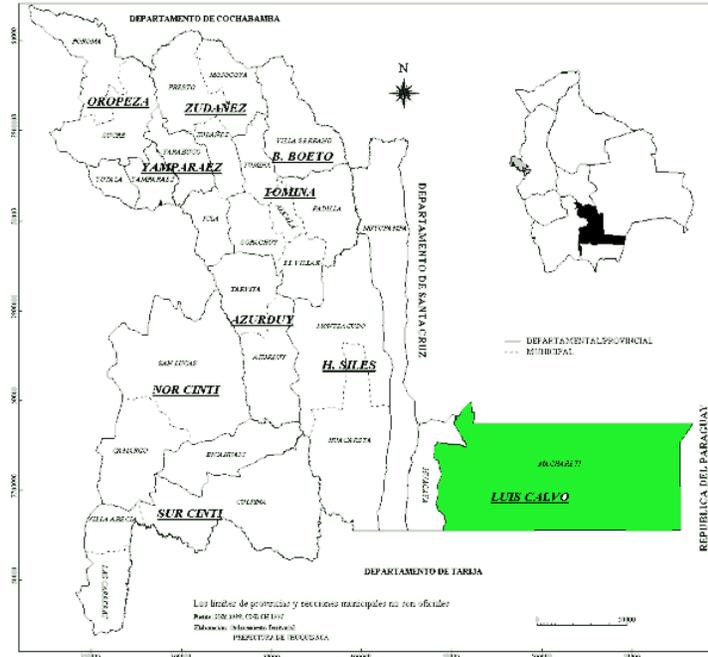
Aproximadamente se sitúa al sudeste de Bolivia.



Mapa 1



Mapa 2



Mapa 3: Provincia Luis Calvo

En relación con la división política administrativa del país dichas comunidades pertenecen al municipio de Machareti. Y se ubican a una elevación de 680 metros sobre el nivel del mar (m.s.n.m.) en las coordenadas geodésicas: 20° 27' 45" y 21° 0' 34" de latitud sur y los paralelos 62° 11' 50" y 63° 47' 25" de longitud oeste.

2.3 Extensión Territorial

Las comunidades tienen una extensión territorial de 164.265.00 hectáreas.³

2.4 Límites y colindancias

Al norte con la comunidad de Isipotindi, al sur con la estancia Buena Vista, al este con la Comunidad de Santa María y al oeste con las estancias El Carmen y San José, todas del municipio de Machareti.

³ CEJIS, 2005 y VIM RRNN y MA, 2004. Vice Ministerio de Recursos Naturales y Medio Ambiente.

2.5 Población actual

La comunidad de Timboycito actualmente cuenta con una población aproximada de 221 habitantes y la comunidad de Ñancaroinza con 518 habitantes, haciendo un total de 739 habitantes.

Tabla 1: Cantidad de habitantes en las comunidades por sexo

Comunidad	Total	Hombres	Mujeres	No. de Flias.
Timboycito	221	54	49	21
Ñancaroinza	518	240	215	93
TOTAL	739	294	264	114

Fuente: Elaboración Propia, Según datos del INE censo población y vivienda 2001

2.6 Población beneficiaria

Las poblaciones que serán beneficiadas se caracterizan por tener una distribución no uniforme, presentando diferenciación en la conformación de los asentamientos. Según información recopilada en las comunidades y en los Planes de Desarrollo Municipal de Machareti PDM, y en las fichas de catastro, la población total aproximada alcanza a 739 habitantes de los cuales 294 son hombres y 264 son mujeres.

2.7 Población del área de influencia

Los Distritos de Ñancaroinza y Timboycito vienen atravesando por un estancamiento en el incremento de sus habitantes debido principalmente a los elevados índices de migración, este fenómeno es general en el área rural del departamento, según dato obtenido en el censo 2001 por el INE (Instituto Nacional de Estadísticas).

Tabla 2: Bolivia, Población total por sexo
Indicadores según sección de provincia

Sección de Provincia – Municipio	Total	Sexo		Peso Poblacional Respecto al Total Provincial	Tasa Anual de Crecimiento Intercensal 1992 – 2001 (%)
		Hombres	Mujeres		
BOLIVIA	8.274,325	4.123,850	4.150,475		2,74
CHUQUISACA	531,522	260,604	270,918		1,71
LUIS CALVO	20,479	10,923	9,556	100,00%	
1° SECCIÓN– Muyupampa	10,748	5,724	5,024	52,57%	1,21
2° SECCIÓN – Huacaya	2,345	1,232	1,113	11,65%	1,80
3° SECCIÓN – Macharetí	7,386	3,967	3,419	35,78%	2,89

FUENTE: INE Censo de Población y Vivienda 2001

La Tasa de crecimiento poblacional que presenta el municipio de Macharetí es de 2.89% anual superior al promedio, un reflejo de la realidad en que vive el área rural del departamento de Chuquisaca y el municipio de Macharetí en particular, ya que de un tiempo a esta parte la elevada migración de la población principalmente jóvenes a las ciudades en busca de mejores condiciones de ingresos económicos.

2.8 Vías de acceso

Por sus territorios de ambas comunidades atraviesa la carretera asfaltada interdepartamental Santa Cruz - Yacuiba y paralela a dicha carretera a una corta distancia se ubica la vía férrea con el mismo destino. Tiene un acceso permanente a dichas comunidades, con pocas interrupciones durante la época de lluvias. En dependencias y alrededores de las comunidades los caminos son de tierra, estas vías son mantenidas por caminos vecinales, que pone a disposición su maquinaria, los pobladores contribuyen con mano de obra y aportan para combustible en algunos casos cuando acuden a maquinaria del Municipio de Macharetí.

2.9 Descripción física del área del proyecto

2.9.1 Clima y precipitaciones pluviales

El clima como en toda la región del chaco Chuquisaqueño es tropical, dado que esta zona se halla al norte del Trópico de Capricornio, pero por la aridez de este lugar se registra temperaturas hasta de 46°C (grados centígrados), que son las más altas de América del Sur, aunque en invierno, de junio hasta agosto, se observan ondas frías que determina temperatura inferior a 0°C.⁴

Las lluvias alcanzan hasta 650 mm. (milímetros) por año, según datos del SENAMHI (Servicio Nacional de Meteorología e Hidrología) el año más lluvioso fue en 1984 con 1146 mm. y el menos lluvioso el año 1951 con 408 mm.⁵ Se presenta un período seco entre mayo y noviembre, algunos años hasta diciembre y la época de lluvias entre noviembre y abril, con una gran variación interanual de la cantidad de lluvias, es en estos meses en que a consecuencia de aguaceros torrenciales ocurren grandes inundaciones. Y por otro lado se puede esperar que, con cierta regularidad, se presenten en el Chaco 2 de 10 años con sequía.⁶

2.9.2 Topografía

La fisiografía que presenta en el área de intervención se observa una sucesión de serranías paralelas en la parte más elevada donde se encuentran las fuentes, y la parte baja es de topografía levemente inclinada hacia el este, presenta relieves planos en ambas poblaciones, con un paisaje homogéneo correspondiente a la llanura chaqueña.

2.9.3 Tipo de suelos

En la zona del proyecto de estudio en cuestión se observa suelos cubiertos por un manto de tierra cuyo color predominante es el gris, compuesto principalmente por arenas y arcillas, en pequeña

⁴ Los datos de temperatura fueron obtenidos del CONAPHI y representan las medias mensuales de un periodo aprox. de 30 años.

⁵ www.senamhi.gov.bo

⁶ www.bolivia.ded

escala se aprecia la existencia de rocas, que son de origen sedimentario, estas se encuentran en erosión. Por lo general son terrenos estables en zonas que no han sufrido chaqueos, observándose pequeños derrumbes en barbechos, con pendientes aproximadas a 30 grados.

2.10 Servicios básicos existentes en el área del proyecto

2.10.1 Agua potable

Actualmente no cuentan con un sistema de abastecimiento de agua potable por cañería, sin embargo tienen fuentes de agua de calidad buena, y se ubican en las partes altas de dichas comunidades, estas no presentan contaminación por agroquímicos, contaminación por aguas servidas o restos de petróleo, dichas aguas son aptas para consumo humano, animal y uso agrícola. Por la presencia de microorganismos que pueden causar enfermedades gastrointestinales estas deberán ser utilizadas previo tratamiento adecuado.

2.10.2 Alcantarillado sanitario

Al no contar con agua por una red, estas poblaciones emergentes no tienen servicio de alcantarillado, situación que agrava el riesgo constante de contraer enfermedades infectocontagiosas por la deposición de desechos a campo abierto.

2.10.3 Electricidad

La energía eléctrica para estas poblaciones se distribuye desde la localidad de Villamontes del departamento de Tarija cerca a 80 km. La cobertura de este servicio alcanza a un 90% de la totalidad de las poblaciones.

2.10.4 Educación

Ñancaroinza cuenta con un centro educativo en el cual tiene todos los ciclos de enseñanza (inicial, primaria y secundaria), mientras que la comunidad de Timboicito su centro educativo

solo cuenta con nivel primaria. En ambas escuelas se imparte educación bilingüe. De manera general hay una buena cobertura en el servicio de educación, sin embargo la infraestructura y equipamiento es deficiente. En todas se observa la carencia en los materiales didácticos y pedagógicos apropiados.

2.10.5 Salud

La cobertura de los servicios de salud, está sobre la base de un centro de atención primaria, centro de primer nivel. La infraestructura de esta comunidad es de un Puesto Sanitario con equipamiento básico, donde atiende una auxiliar de enfermería en salud de forma permanente.





3 Fundamento teórico del proyecto

3.1 Aforo, Método volumétrico

La forma más sencilla de calcular los caudales pequeños es la medición directa del tiempo que se tarda en llenar un recipiente de volumen conocido. La corriente se desvía hacia un canal o cañería que descarga en un recipiente adecuado y el tiempo que demora su llenado se mide por medio de un cronómetro. Para los caudales menores de 4 lts/seg, es adecuado un recipiente de 10 litros de capacidad que se llenará en 2½ segundos. Para caudales mayores, un recipiente de 200 litros puede servir para corrientes de hasta 50 lts/seg. El tiempo que se tarda en llenarlo se medirá con precisión, especialmente cuando sea de sólo unos pocos segundos.

La variación entre diversas mediciones efectuadas sucesivamente dará una indicación de la precisión de los resultados. Si la corriente se puede desviar hacia una cañería de manera que descargue sometida a presión, el caudal se puede calcular a partir de mediciones del chorro.

Si la cañería se puede colocar de manera que la descarga se efectúe verticalmente hacia arriba, la altura que alcanza el chorro por encima del extremo de la tubería se puede medir y el caudal se calcula a partir de una fórmula adecuada tal como se indica en la Figura 1. Es asimismo posible efectuar estimaciones del caudal a partir de mediciones de la trayectoria desde tuberías horizontales o en pendiente y desde tuberías parcialmente llenas, pero los resultados son en este caso menos confiables.⁷

Cálculo de la comente en cañerías a partir de la altura de un chorro vertical (Bos 1976)

- a) Napa de agua baja (altura de descarga baja)

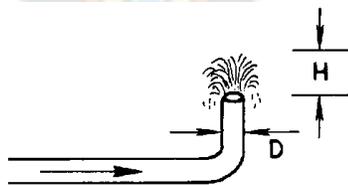


Figura 1

$$Q = 5,47D^{1,25} H^{1,35} \quad (1)$$

⁷ www.ingenieria-civil2009.blogspot.com

Q en metros cúbicos por segundo; D y H en metros.

Si $H < 0,4 D$ utilícese la ecuación (1)

Si $H > 1,4 D$ utilícese la ecuación (2)

Si $0,4 D < H < 1,4 D$ calcúlense ambas ecuaciones y tómesese la media

b) Chorro

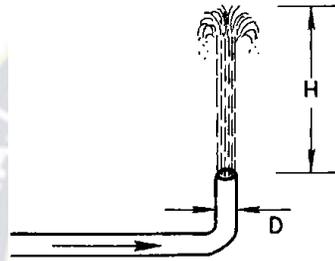


Figura 2

$$Q = 3,15D^{1,99} H^{0,53} \quad (2)$$

3.2 Calculo de caudal de agua en tubería

El cálculo del caudal de agua viene expresado por la ecuación de continuidad:

$$Q = V * S$$

En la que:

- Q es el caudal (m^3/seg)
- V es la velocidad (m/seg)
- S es la sección de la tubería (m^2)

Para que el fluido discurra entre dos puntos a lo largo de una línea de flujo, debe existir una diferencia de energía entre esos dos puntos. Esta diferencia corresponderá, exactamente, a las pérdidas por rozamiento, que son función de los organismos.

- la rugosidad del conducto

- la viscosidad del fluido
- el régimen de funcionamiento (régimen laminar o régimen turbulento)
- el caudal circulante, es decir de la velocidad (a más velocidad, más pérdidas)

El cálculo de caudales se fundamenta en el Principio de Bernoulli que, para un fluido sin rozamiento, se expresa como:

$$h + \frac{v^2}{2g} + \frac{P}{\rho g} = \text{constante}$$

Donde:

- g es la aceleración de la gravedad
- ρ es la densidad del fluido
- P es la presión

Se aprecia que los tres sumandos son, dimensionalmente, una longitud, por lo que el principio normalmente se expresa enunciando que, a lo largo de una línea de corriente, la suma de la Altura geométrica (h) la altura de velocidad ($v^2/2g$) y la altura de presión ($P/\rho g$) se mantiene constante. Considerando el rozamiento, la ecuación entre dos puntos 1 y 2 se puede expresar como:

$$h_1 + \frac{v_1^2}{2g} + \frac{P_1}{\rho g} = h_2 + \frac{v_2^2}{2g} + \frac{P_2}{\rho g} + \text{perdidas}(1,2)$$

$$(h_1 - h_2) + \frac{(v_1^2 - v_2^2)}{2g} + \frac{(P_1 - P_2)}{\rho g} = \text{perdidas}(1,2)$$

Donde pérdidas (1,2) es la pérdida de energía (o de altura) que sufre el fluido por rozamiento al circular entre el punto 1 y el punto 2. Esta ecuación es aplicable por igual al flujo por tuberías como por canales y ríos.

Si L es la distancia entre los puntos 1 y 2 (medidos a lo largo de la conducción), entonces el cociente (pérdidas (1,2)) / L representa la pérdida de altura por unidad de longitud de la conducción. A este valor se le llama pendiente de la línea de energía y se lo denomina J .

3.3 Presión de los fluidos

La presión es el concepto físico utilizado para caracterizar la influencia de una fuerza perfectamente distribuida sobre una superficie, por lo que su valor se da en unidades de fuerza por unidad de área, esto es kg/cm^2 o $\text{libras}/\text{pulg}^2$ etc.

La presión ejercida por los fluidos puede ser de dos tipos:

- Presión estática, producida por los fluidos en reposo sobre las paredes del recipiente.
- Presión dinámica, producida sobre una superficie perpendicular a la dirección del movimiento de un fluido.⁸

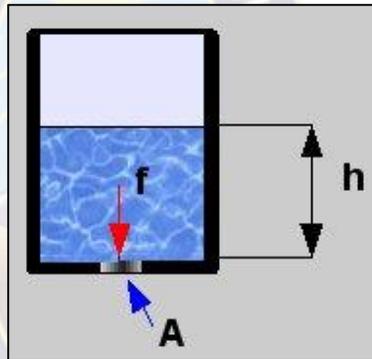


Figura 3

3.3.1 Presión estática

La figura 3 muestra un esquema de un recipiente lleno con líquido hasta una altura h . Esta columna líquida ejercerá una presión sobre el fondo y las paredes de recipiente que lo contiene de valor:

$$P = \delta * h$$

Donde δ es la densidad o peso específico del líquido y h la altura de la columna. Si consideramos ahora una sección del fondo de área A , la fuerza f resultante de la presión sobre esta área sería:

$$f = P * A$$

⁸ Hidráulica de tuberías, Dr. Jorge Jara

Donde **A** es el área de la sección y **P** la presión a que está sometida. Una típica presión estática, es la presión atmosférica, producida en todas direcciones sobre los cuerpos colocados en la superficie de la tierra debido a la gran columna de aire sobre ellos.

El resultado de esta acción en todas direcciones de la presión atmosférica no produce fuerza neta de empuje del cuerpo hacia algún lado, solo tiende a comprimirlo.

3.3.2 Presión dinámica

Cuando los fluidos se mueven en un conducto, la inercia del movimiento produce un incremento adicional de la presión estática al chocar sobre un área perpendicular al movimiento, así por ejemplo, cuando usted tiene una sombrilla abierta interceptando el viento, tendrá que sostener la fuerza de empuje producida por el choque del aire con la sombrilla. Esta fuerza se produce por la acción de la presión conocida como dinámica. La presión dinámica depende de la velocidad y la densidad del fluido.⁹

3.3.3 Presiones absoluta y relativa

Hay que considerar dos estados diferentes de la presión para la figura 1, para el caso del recipiente abierto al exterior, sobre la superficie del líquido actúa la presión atmosférica, mientras que si el recipiente es hermético y existe vacío sobre el líquido, esta presión ambiental no actúa, de manera que sobre las paredes del recipiente pueden ejercerse dos presiones que difieren en el valor de la presión atmosférica. La primera se conoce como presión relativa o manométrica y la segunda como presión absoluta.

$$P_{re} = P_{ab.} + P_{at.}$$

Donde **Pre** es la presión relativa, **Pab** la presión absoluta, y **Pat** la presión atmosférica. Como la presión atmosférica varía con la altitud y otros factores climatológicos el uso de la presión absoluta evita imprecisiones en la medición, que pueden ser significativas para las bajas presiones.

⁹ Hidráulica de tuberías, Dr. Jorge Jara

3.4 Sección de tuberías

Las tuberías pueden estar construidas por varios materiales. Poseen un diámetro que es aquel que define una sección o área para que circule el agua. Según sea el diámetro será la sección que dispone el agua para recorrer la tubería. Una tubería de diámetro menor tendrá también una menor sección que una de mayor diámetro.¹⁰ La relación que se utiliza para calcular el área disponible para que circule el agua por la cañería es la siguiente:

$$A = \frac{\pi}{4} * D^2$$

Donde:

A = Área (m²)

π = 3.14159

D = Diámetro interno (m)

A su vez la velocidad está en función del caudal y del diámetro. La ecuación que se utiliza para calcular el caudal que circula por una cañería es:

$$Q = A * V$$

O sea la velocidad está dada por:

$$V = Q/A$$

Donde:

Q = Caudal (m³/seg)

V = Velocidad (m/seg)

A = Sección o área calculada por la ecuación

¹⁰ http://es.wikipedia.org/wiki/Red_de_abastecimiento_de_agua_potable

3.5 Pérdidas de carga en tuberías

Al circular el agua por una tubería, dado que lleva una cierta velocidad que es energía cinética, al rozar con las paredes de las tuberías pierde parte de la velocidad por la fricción que se produce entre el material líquido contra el sólido de las paredes. En tanto mayor es la velocidad mayor será el roce.¹¹

La pérdida por fricción se define como la pérdida de energía producto de la resistencia que la cañería opone al paso del agua.

La formula general tiene la siguiente expresión:

$$H_f = j * L$$

Donde:

H_f = Pérdida de energía o carga producto de la fricción (m)

J = Pérdidas de carga por cada metro de tubería (m/m)

L = Longitud de la cañería de conducción (m)

Las pérdidas por carga pueden calcularse utilizando la ecuación de Hazen Williams.

$$Q = 0,28 * C * D^{2,63} * J^{0,54}$$

Donde:

Q = Caudal a transportar (m³/seg).

D = Diámetro interior de la tubería (m).

C = Coeficiente de rugosidad de Hazen Williams, en la siguiente tabla.

¹¹ Hidráulica de tuberías, Dr. Jorge Jara

Tabla 3: Valores del coeficiente C
de Hazen-Williams

Material	C
Acero galvanizado	125
Acero soldado con 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

3.5.1 Pérdidas de carga menores

Las pérdidas de energía o cargas menores se producen cuando la tubería induce el agua a cambiar de dirección. Estas se pueden producir por codos, reducciones de diámetro, válvulas o llaves, o cualquier obstrucción que encuentre el agua que le impida seguir circulando en línea recta. La ecuación para calcular estas pérdidas está dada por:

$$\text{Pérdida de carga (m)} = k (V^2 / 2g)$$

Donde:

Hs = Pérdidas singulares o menores (m).

V = Velocidad de circulación del agua (m/seg).

g = Aceleración de gravedad (9.8 m/seg²).

K = Constante adimensional de coeficiente de resistencia que depende de los accesorios que se contemplan en el diseño (Tabla 4).

TABLA 4: Coeficientes de pérdida de carga K
para singularidades

Accesorio	Coefficiente K
Codo 90°	0.90
Válvula de pie	2.50
Llave de compuerta abierta 25%	24.00
Llave de compuerta abierta 50%	5.60
Llave de compuerta abierta 75%	1.15
Llave de compuerta abierta 100%	0.19
Válvula de globo abierta	10.00
Válvula de no retorno	2.50
Contracción brusca	
ϕ entrada/ ϕ salida = 0.25	0.42
ϕ entrada/ ϕ salida = 0.50	0.32
ϕ entrada/ ϕ salida = 0.75	0.19
Expansión brusca	
ϕ entrada/ ϕ salida = 0.25	0.92
ϕ entrada/ ϕ salida = 0.50	0.56
ϕ entrada/ ϕ salida = 0.75	0.19
Tee	1.80
Codo 45°	0.42
Codo cuadrado	1.80

Fuente: Hidráulica de Tuberías, Dr. Jorge Jara



4. Diseño del sistema de agua potable

4.1 Descripción del proyecto

El tipo de sistema a diseñar será por gravedad, tanto la línea de conducción como la red de distribución, siendo esta última por ramales abiertas y cerradas. Se diseñará una captación típica para fuentes superficiales y un tanque de distribución. El servicio será tipo predial con conexiones domiciliarias.

4.2 Tipo de fuente

El tipo de fuente es un río, que escurre libre, superficialmente y de forma continua. Dicha obra de captación proyectada se ubica en la estación E-0, Ver plano #1/5 Planta Perfil. Estas aguas vienen de un nacimiento de tipo acuífero con brote definido y se encuentra a 4 km. aproximadamente aguas arriba de la obra de toma.

4.3 Caudal de aforo

Es el volumen de agua por unidad de tiempo, que produce la fuente; en este caso, el aforo se obtuvo por el método volumétrico.

Se realizaron tres pruebas, dando un promedio de 5,13 lts/seg como se indica en la tabla 5.

Tabla 5: Aforo de la fuente de agua

Aforo	T (seg)	Vol(lts)	Fecha
1	3,8	20	05/09/2009
2	4	20	06/10/2009
3	3,9	20	07/11/2009
Media	3,90	20	

Fuente: Elaboración propia

Tiempo Promedio = 3.90 seg.

$Q = \text{Vol.}/\text{tiempo prom.} = 20 \text{ lts}/3.9 \text{ seg.} = 5,13 \text{ lts/seg}$

Se emplea la formula:

$$Q = V/t$$

Donde: Q = Caudal (lts/seg)

V = Volumen del recipiente (lts.)

t = tiempo medio de llenado del recipiente (seg.)

Dada la época del año nos animamos a predecir que existe un aumento en la cantidad de agua que la fuente proporciona.

4.4 Calidad del agua

El término “calidad del agua” está relacionado con aquellas características físicas, químicas y bacteriológicas, por medio de las cuales puede evaluarse si el agua es apta o no para el consumo humano. La fecha de toma de la muestra fue el 24 de marzo de 2010.

4.4.1 Examen bacteriológico

Conforme a los resultados que se muestran en anexos (análisis de agua), se concluye que el agua es potable. Este resultado garantiza que el agua es apta para consumo humano, sin embargo, se le incorporará un sistema de desinfección a base de un hipoclorador por goteo, que se usa para evitar cualquier contaminación que exista en los accesorios, elementos estructurales o tuberías del sistema de agua potable.

4.4.2 Examen físico químico

El análisis físico químico sanitario demostró que el agua es potable, NORMA BOLIVIANA NB-512/2004, por lo que estos resultados se encuentran dentro de los límites máximos aceptables.

4.5 Criterios de diseño

Para el diseño de este sistema de agua se debe tomar en cuenta que el área es rural con clima cálido, debiendo tomar una dotación de 70 a 110 lts./hab./día

4.5.1 Período de diseño

Se denomina así, al período durante el cual un sistema funcionará eficientemente, para poder atender la demanda. El período de diseño que recomienda la Norma NB-689 Diseño de Sistemas de Agua Potable es de 20 años, esto no significa que dentro de 20 años el sistema deje de funcionar, éste seguirá funcionando pero empezarán a dar problemas de deficiencia, dependiendo de la tendencia de crecimiento de la población, del cuidado y mantenimiento que se le proporcione.

Tabla 6: Periodo de diseño en (años)

Componente del sistema	Población menor a 10.000 habitantes
Obra de captación	10 a 20
Aducción	20
Pozos profundos	10
Estaciones de bombeo	20
Plantas de tratamiento	15 a 20
Tanques de almacenamiento	20
Redes de distribución	20
Equipamiento:	
1. Equipos eléctricos	5 a 10
2. Equipos de combustión interna	5

Fuente: Norma NB-689, Diseño de Sistemas de Agua Potable.

También se debe tomar en cuenta el tiempo que se lleva en realizar el diseño, gestión y ejecución de la obra por lo que se le agrega un año más, adoptamos 21 años para el periodo de diseño.

4.5.2 Dotación

Es la cantidad de agua que se asigna a una persona, en litros/habitantes/día; depende del clima, capacidad de la fuente y de la ubicación de la población, si es en el área urbana o rural, de las actividades comerciales o industriales. El diseño del proyecto está enmarcado dentro las normativas descritas en el “Manual de diseño para Sistemas de Abastecimiento de Agua Potable en poblaciones menores a 5000 habitantes”, del ministerio de desarrollo humano y Dirección Nacional de Saneamiento Básico, tal como se presenta en la tabla 7.

Tabla 7: Dotación media diaria (lts/hab/día)
Para poblaciones menores a 5.000 habitantes

Zona	Dotación lts/hab/día		
	Población		
	Hasta 500	500-2000	2000-5000
ALTIPLANO	30-50	30-70	50-80
VALLES	50-70	50-90	70-100
LLANOS	70-90	70-110	90-120

Fuente: Manual de Diseño de Agua Potable para Poblaciones Menores a 5000 Habitantes

De la tabla 7 se toma como dato el límite máximo ya que en temporada que no llueve el caudal reduce significativamente. La dotación de agua del diseño del proyecto es de 110 lts/hab/día.

4.5.3 Estimación de la población de diseño.

El crecimiento de población está determinado por factores de tipo socioeconómico: Crece por nacimientos, decrece por muertes, crece o decrece por migración y aumenta por anexión. La institución que proporciona datos oficiales de población es el Instituto Nacional de Estadística INE. Según el último censo realizado, la población que registra el INE para las comunidades de Timboquito y Ñancaroinza es de 739 personas y 114 viviendas.

Los métodos para estimar la población futura son: el aritmético, el exponencial y el geométrico; para el presente proyecto se usará el método geométrico, ya que el crecimiento de población en el municipio de Machareti, se ajusta a la proyección de este método.

Para este proyecto se aplicó la tasa de crecimiento del 2.89%, que es la utilizada por el INE para la zona en estudio.

Método geométrico

$$P_f = P_o(1 + i/100)^t$$

i = índice de crecimiento (i = 2.89%), t = Periodo de diseño (t = 21 años), Po = Población actual (Po = 739 hab.), Pf = Población futura (hab.)

$$P_f = 1344 \text{ Habitantes}$$

Población actual = 739 habitantes

Población futura = 1344 Habitantes

Por lo que en 21 años, habrá una población aproximada de 1344 habitantes.

4.6 Determinación de caudales

4.6.1 Caudal medio diario (Qm.)

El caudal medio diario, se define como el promedio de los consumos diarios, durante un año de registro; la relación de caudal está en función solamente de la dotación diaria y de la población ha abastecer.

$$Q_{md} = \frac{P_f * D_f}{86400}$$

Donde:

Qmd = Caudal medio diario en lts/seg

Pf = Población futura en hab.

Df = Dotación futura en lts/hab/día

$$Q_{md_{Pobl.Timb.}} = 0,51 \text{ lts/seg}$$

$$Q_{md_{Pobl.Nanca.}} = 1,20 \text{ lts/seg}$$

El caudal medio diario calculado es: Qmd = 1,71 lts/seg.

4.6.2 Caudal máximo diario (Qmaxd)

El caudal máximo diario es aquel caudal calculado en el día de mayor consumo, evaluando en una serie importante de registros observados durante los 365 días del año; para estimar este

caudal, se afecta al caudal medio con un coeficiente, denominado coeficiente de variación diario máximo K_1 , el cual se determina experimentalmente:¹² Para Bolivia este dato varía entre 1.2 y 1.5 para el presente proyecto utilizaremos el $K_1 = 1.2$

$$Q_{Max.d} = K_1 * Q_{md}$$

Donde:

$Q_{max.d}$ = Caudal máximo diario lts/seg

K_1 = Coeficiente de caudal máximo diario

Q_{md} = Caudal medio diario en lts/seg

$$Q_{max.d_{Pobl.Timb.}} = 0.61 \text{ lts/seg}$$

$$Q_{max.d_{Pobl.Nanca.}} = 1.44 \text{ lts/seg}$$

El caudal máximo diario calculado es: $Q_{max.d} = 2.05$ lts/seg.

4.6.3 Caudal máximo horario (Q_{maxh})

El caudal máximo horario, se define como el caudal mayor en la hora de mayor consumo del día, evaluando en una serie importante de registros observados durante los 365 días del año; para estimar este valor tomamos el coeficiente de variación horario máximo K_2 este coeficiente también se denomina experimentalmente. Para Bolivia este coeficiente tiene una variación entre 1.5 y 3, para el presente proyecto utilizaremos $K_2 = 2.0$

$$Q_{Max.h} = K_2 * Q_{max.d}$$

Donde:

$Q_{max.h}$ = Caudal máximo horario en lts/seg

K_2 = Coeficiente de caudal máximo horario

¹² Manual de diseño para sistemas de abastecimiento de agua potable para poblaciones menores a 5000 habitantes.

$Q_{max.d}$ = Caudal máximo diario en lts/seg

$$Q_{max.h_{Pobl.Timb.}} = 1.23 \text{ lts/seg}$$

$$Q_{max.h_{Pobl.Nanca.}} = 2.88 \text{ lts/seg}$$

El caudal máximo horario calculado es: $Q_{max.h} = 4.11$ lts/seg.

4.7 Levantamiento topográfico

Para la instalación de la tubería de agua potable en un sistema de ramales abiertos y cerradas, se requiere de un levantamiento topográfico de poligonal abierta. Para determinar los niveles o cotas en los vértices de la línea, puede realizarse una nivelación simple, ya que en el caso de las tuberías, únicamente se necesitan los datos del inicio y del final de un tramo.

En este caso se aplicó el método taquimétrico usando un teodolito Wild T-16. Ver Planilla en anexos.

Estacas dejadas a lo largo del levantamiento topográfico realizado



Fotografía No. 1



Fotografía No. 2

4.8 Parámetros de diseño

Los parámetros de diseño se relacionan con la población futura, dotación, velocidades máximas y mínimas así como las presiones máximas y mínimas.

4.9 Captación

Una de las formas de captar agua es por medio de una estructura solida. La misma estará acorde a las exigencias necesarias para captar agua desde la fuente, esta no estorbara para nada al curso normal de dichas aguas.

Esta obra de captación de aguas superficiales, es una obra civil, permitiendo el aprovechamiento y explotación racional del agua de la fuente de forma continua, segura y sin detrimento de las condiciones hidrológicas, geológicas y ecológicas en las inmediaciones de la misma o aguas abajo después de realizada la obra de captación, preservando la vida de las especies animal y vegetal.

4.9.1 Presa

Su función principal será la retención y elevación del nivel del agua de manera que permita captar desde el muro de azud. Consiste en un dique de represamiento construido transversalmente al cauce del río, donde el área de captación se ubica en la pared lateral, por debajo de la cresta del vertedero central y está protegida mediante rejas empotradas que permiten el paso del agua (ver figura 6).

El diseño de los perfiles de los vertederos ha ido evolucionando a través del tiempo. El perfil “Creager” según los americanos o “Scimeni” según los italianos, es adoptado comúnmente y es un diseño adaptado a la forma de la lámina vertiente aireada, con lo que se obtiene una presión igual a la atmosférica en todos los puntos del vertedero, de esta manera se evitan los fenómenos de cavitación.¹³

¹³ www.ingenieria_civil2009.blogspot.com

4.9.1.1 Diseño de presa vertedora maciza

Se tiene los datos obtenidos de campo para el cálculo:

Caudal $Q = 0,00513 \text{ m}^3/\text{seg.}$

Pendiente local rio = 0,80%

Ancho local rio $b = 1,83 \text{ m}$

Coefficiente vertedero $m = 0,75$

Velocidad rio $V = 1,60 \text{ m/seg}$

Altura azud $H = 1,20 \text{ m}$

Capacidad portante del suelo = $1,20 \text{ kg/cm}^2$

Tirante (a.a.) = 0,50 m aguas abajo durante la máxima venida

Calculo de altura de carga h:

$$Q = \frac{2}{3} \left[m * b * (2 * g)^{1/2} \right] \left[\left(h + \frac{V^2}{2 * g} \right)^{3/2} - \left(\frac{V^2}{2 * g} \right)^{3/2} \right]$$

$$h = 0,002 \text{ m.}$$

Calculo de velocidad del agua sobre la cresta del azud:

$$V = Q / A$$

$$V = 1,205 \text{ m/seg}$$

La carga energética sobre el vertedero viene a ser la suma del tirante de agua más la altura alcanzada por la velocidad de paso del agua.

$$he = h + \frac{V^2}{2 * g}$$

$$he = 0,133$$

4.9.1.2 Cálculo de las coordenadas del azud

Para el perfil creager se presenta las coordenadas experimentales “x” e “y” de un vertedero para un caudal de 1 m³/seg. En la siguiente tabla:

Tabla 8: Valores de un vertedero de Perfil Creager para H = 1 m

Coordenadas "x" e "y" (m)			
x	y	x	y
0,00	0,126	1,20	0,397
0,10	0,036	1,40	0,565
0,20	0,007	1,70	0,870
0,30	0,000	2,00	1,220
0,40	0,007	2,50	1,960
0,60	0,060	3,00	2,820
0,80	0,142	3,50	3,820
1,00	0,257		

Fuente: Manual de Hidráulica, Azevedo Netto – Acosta Guillermo

Multiplicando por los valores de la Tabla 9, se obtiene el siguiente perfil.

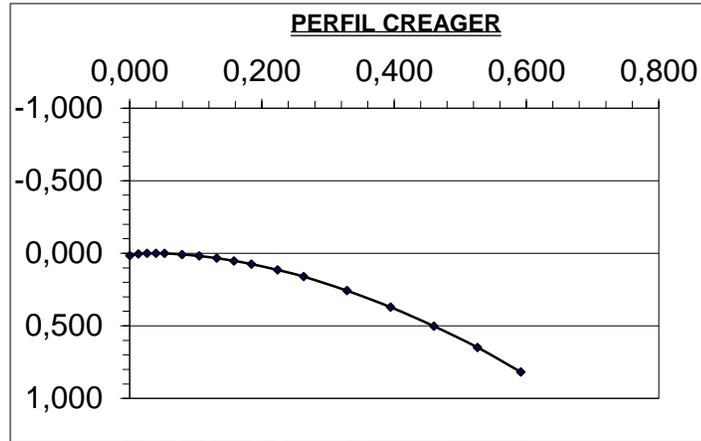
Tabla 9: Para he=0.13

COORDENADAS "x" e "y" en (m)			
x	y	x	y
0,00	0,017	0,16	0,052
0,01	0,005	0,18	0,074
0,03	0,001	0,22	0,114
0,04	0,000	0,26	0,160
0,05	0,001	0,33	0,258
0,08	0,008	0,39	0,371
0,11	0,019	0,46	0,502
0,13	0,034		

Fuente: Elaboración propia

Con los valores de tabla 10, graficamos:

Figura 4: Grafico perfil creager



4.9.1.3 Diseño del resalto o colchón amortiguador

Tirante sobre la cresta del azud (h), se observa en figura 5.

$$h = \frac{Q}{b * V}$$

h = 0.002 m

Tirante contraído al pie del azud (Y1)

K = 0.15

H1 = 1.202 m

$$Y1 = \frac{Q * \sqrt{1 + k}}{b * \sqrt{2 * g * (H1 - Y1)}}$$

Y1 = 0.001 m

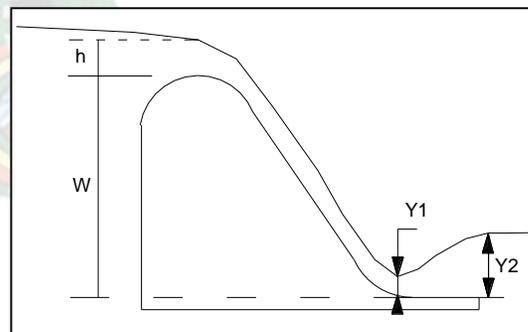


Figura 5: Muro azud

$$Y2 = -\frac{Y1}{2} + \sqrt{\frac{Y1^2}{4} + \frac{2 * Q^2}{g * b^2 * Y1}} ; \quad Y2 = 0.051 \text{ m}$$

El tirante a.a. es mayor que Y2 cumple con la condición.

Velocidad en la sección crítica:

$$V1 = \frac{Q}{b * Y1}$$

$$V = 4.528 \text{ m/seg.}$$

El número de Froude será:

$$Fr = \frac{V1}{\sqrt{g * Y1}}$$

$$Fr = 58.10$$

Longitud del resalto:

$$Lr = 9.75 * Y1 * (Fr - 1)^{1.01}$$

$$Lr = 0.36 \text{ m}$$

Para garantizar la estabilidad, la presa de derivación se calcula por el peso propio, empuje hidrostático, empuje de suelos, subpresión y fuerza tangencial, en todo el radio hidráulico.

Aazud=	1.0698	m ²	de autocad
Cgx=	0.52	m	de autocad
Cgy=	0.41	m	de autocad
B=	1.35	m	base del azud
σs=	1.2	kg/cm ²	resistencia a la compresión del terreno
U=	0.85		coeficiente de fricción entre el azud y el terreno de fundación
φ=	30	°	ángulo de fricción interna
γs=	2500	kg/m ³	peso específico suelo seco
γh=	1500	kg/m ³	peso específico suelo húmedo
D=	0.2	mm	diámetro medio de las part. arrastradas por el agua
γr=	2650	kg/m ³	peso específico de las partículas arrastradas

$$W_{\text{azud}} = A * \gamma_H \quad ; \quad Fv = \frac{\sum M_R}{\sum M_V} \quad ; \quad Fd = \frac{v * \sum F_V}{\sum F_H}$$

$$Fa = \frac{\gamma}{2} (2h + W) * w \quad ; \quad C = \frac{3h + W}{2h + W} * \frac{W}{3}$$

$$Fs = \frac{\gamma_s}{2} * W^2 * \left(\frac{1 - \text{sen } \theta}{1 + \text{sen } \theta} \right) \quad ; \quad C = \frac{W}{3}$$

$$F1 = (\gamma_R * \Delta) * V \quad ; \quad \Delta = D^3 \quad ; \quad C = \frac{W}{2}$$

$$Fh = \frac{\gamma_h}{2} * W^2 \quad ; \quad C = \frac{W}{3}$$

Los resultados se encuentran tabulados en tabla 11.

TABLA 10: Comprobación de factores de seguridad al deslizamiento y volteo

DESCRIPCION DE LA FUERZA	FUERZA kg.	BRAZO m.	MOMEN. kg-m/m	F. SEG. >1,5	
				VOLT.	DESLIZ.
Empuje del azud	2.460,54	0,52	1.279,48		
Empuje del agua Fa	722,10	0,40	289,26	4,42	2,90
Empuje del suelo seco Fs	600,00	0,40	240,00	5,33	3,49
Empuje del suelo húmedo Fh	1.080,00	0,40	432,00	2,96	1,94
Empuje por impacto F1	114,48	0,60	68,69	18,63	18,27
Empuje agua+impacto(Fa+F1)	836,58		1.348,17	0,95	2,50

Fuente: Elaboración propia

4.9.1.4 Calculo de esfuerzos

Esfuerzos permisibles:

Excentricidad: $e = \frac{\sum Mv}{\sum Fv} \quad ; \quad e = 0.42 \text{ m}$

En la punta: $\sigma_P = \frac{F_v}{B} \left(1 + \frac{6e}{B}\right)$; $\sigma_P = 0.521 \text{ kg/cm}^2 < 1.2$ **ok.**

En el talón: $\sigma_T = \frac{F_v}{B} \left(1 - \frac{6e}{B}\right)$; $\sigma_T = -0.157 \text{ kg/cm}^2 < 1.2$ **ok.**

4.9.1.5 Factor de seguridad al deslizamiento

Comprobación:

$$u * \sum F_v > \sum F_H$$

$$2091.46 > 1435.34 \quad \text{ok.}$$

La multiplicación del coeficiente de fricción entre el azud y el terreno de fundación con la sumatoria de fuerzas verticales es mayor que la suma de fuerzas horizontales por lo tanto cumple con la condición.

(Factor de seguridad) F.S. = 2.6 **ok.**

4.9.1.6 Al volteo

Comprobación:

$$M_r > M_v$$

$$1279.48 > 597.20 \quad \text{ok.}$$

(Factor de seguridad) F.S. = 2.14 **ok.**

El momento por empuje del azud es mayor que la sumatoria de momentos por empujes de agua, suelo seco y empuje por impacto. Cumple con la condición.

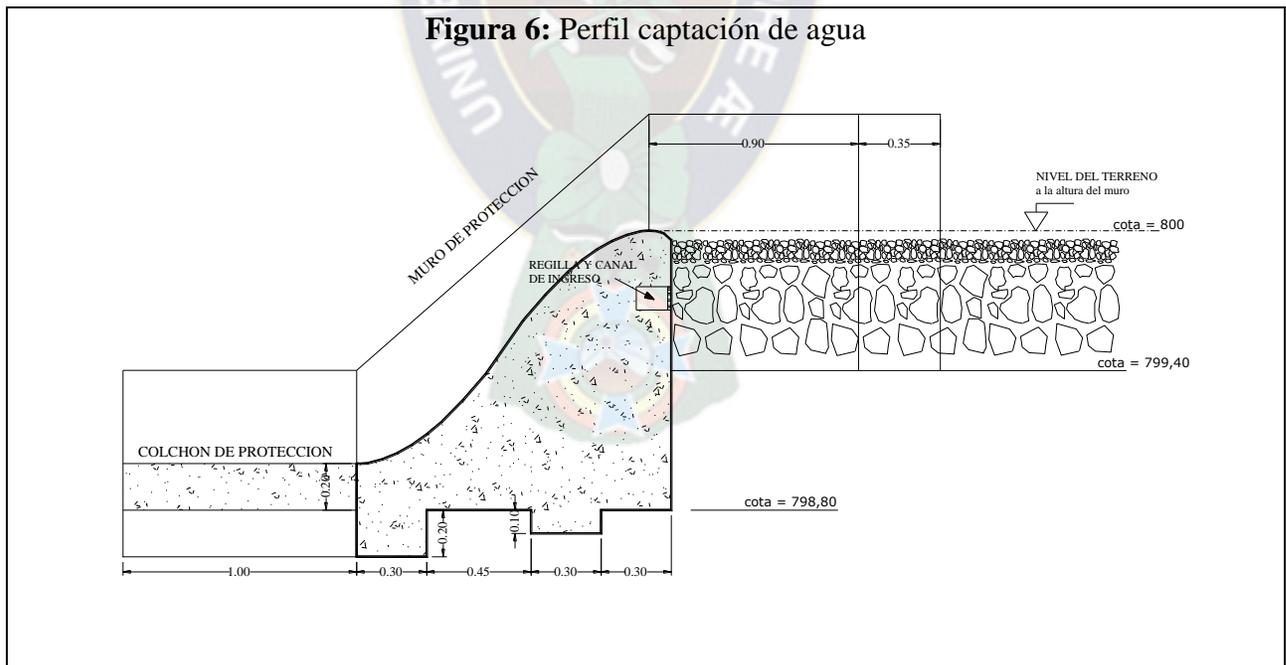
Para el embalse se diseño un vertedor de excedencia que permite embalsar el agua requerida y pasar el agua excedente, hacia el cauce normal aguas abajo. El material a utilizarse propuesto, para la construcción del muro de azud es de hormigón ciclópeo.

4.9.1.7 Determinación de cotas del muro azud

Hacemos el siguiente análisis:

De acuerdo a la topografía que tenemos, ubicaremos la presa (tal como se muestra en figura 6) en la sección donde la cota del lecho del río corresponde a 800 m, vamos a colocar a criterio (teniendo en cuenta la zona de inundación que generaríamos) la cota de la base de la bocatoma para el caudal de derivación es de 799.66 m, de tal manera que la altura de la cresta de la presa este encima de la base de la bocatoma en 0.34 m de diferencia, es decir la cota sería 800.00 m. como la altura $h = 0.001$ m la cota a ese nivel sería de 800.10 m, y como la $h_0 = 0.10$ la altura de la lamina de agua a ese nivel (bocatoma) sería de 799.76 m y finalmente dejando un borde libre de 0.50 m tenemos la cota en la parte superior del muro a un valor correspondiente a 800.50 m. y la base del azud se encuentra a una cota de 798.80 m, la cota 799.40 m es donde asienta el material granular correspondiente al lecho filtrante.

Gráficamente hasta el momento tenemos:



El agua del embalse, es captada a través de un filtro de arena, grava y piedra (figura 6) y conducida a una cámara recolectora por medio de un canal rectangular de hormigón simple con

una pendiente de 2%, para luego ir a una cámara de control o de salida, esta cámara es el punto de inicio de la aducción.

El lecho filtrante consiste en mantos de áridos de diferentes diámetros. Se utilizan en la construcción de lechos filtrantes.

Los áridos serán seleccionados por medio de zarandas para diferentes diámetros, que varían de 6 mm a 40 mm, dichos áridos seleccionados estarán colocados en capas concéntricas al menos de 0,20 m. el mayor tamaño deberá estar hasta la altura donde este en contacto a la ventana lateral y gradualmente deberá disminuir su tamaño hasta la profundidad de socavación para finalmente recubrirse con el material del lecho del río.¹⁴

La cámara de recolección, se construirá de H°S° (hormigón simple), con tapa sanitaria de 0.60 x 0.60 m. ver plano # 4/5 en anexos. Esta cámara de inspección servirá para la recolección de agua, desgravador o desarenador y regulación del caudal, la cámara tendrá un sistema de rebose y limpieza simple.

4.10 Diseño de línea de conducción

La línea de conducción es la tubería que puede ser de PVC o de FG, sale desde la captación o de una caja reunidora de caudales hacia el tanque de distribución. En ella se consideran las siguientes obras:

Válvulas de limpieza, válvulas de aire, pasos de quebrada con tubería de FG y anclajes para tubería de FG. Para fines de este diseño, se estableció con tubería de PVC, siempre y cuando las presiones no sobrepasen los límites estimados por sus fabricantes, y sólo se utilizará tubería de FG donde existan pasos de quebradas.

Todo el proyecto funcionará por gravedad. Una línea de conducción debe aprovechar al máximo la energía disponible para conducir el caudal deseado, por lo cual, en la mayoría de los casos, se determinará el diámetro mínimo que satisfaga las condiciones tanto topográficas como hidráulicas. Para una línea de conducción por gravedad deben tenerse en cuenta los siguientes criterios:

¹⁴ Manual de diseño de proyectos de agua potable para poblaciones menores a 5000 habitantes

- a) Carga disponible o diferencia de altura entre la captación y el tanque de distribución
- b) Capacidad para transportar el caudal día máximo (Qmax.d)
- c) Clase de tubería capaz de soportar las presiones hidrostáticas
- d) Considerar obras necesarias en el trayecto de la línea de conducción
- e) Considerar diámetros mínimos para la economía del proyecto

Se aplica la fórmula de HAZEN WILLIAMS.

$$h_f = \frac{1743,811141 * L * Q_{max.d}^{1,85}}{D_i^{4,87} * C^{1,85}}$$

$$V = \frac{1,973525241 * Q_{max.d}}{D_i^2}$$

hf = Pérdida de carga (m)

V = Velocidad de la tubería

L = Longitud de la tubería + 5% por la topografía del terreno

Qmax.d = Caudal de día máximo, o caudal de conducción (lts/seg)

Di = Diámetro interno de tubería (pulg)

Cf = Calidad de la tubería. Para PVC se usará C=140 y para FG se usará C=100

Ejemplo de diseño: se diseñará el tramo entre las estaciones E1 a E2.

Datos:

E-1 a E-2

E1, Cota 799.40 m E2, Cota 798.70 m

Longitud = 25.20 m. Caudal (Qmax.d) = 2.05 lts/seg.

C = 140 hf = 0.08

Aplicando la fórmula de Hazen Williams, para obtener el diámetro teórico y seguidamente sustituir valores se obtiene el resultado siguiente:

Sustituyendo:

$$D = \sqrt[4,87]{\frac{1743.811141 * L * Q_{max.d}^{1,85}}{h_f * C^{1,85}}}$$

$$D = \sqrt[4,87]{\frac{1743.811141 * 25.20 * 2.05^{1,85}}{0.08 * 140^{1,85}}} = 3.0 \text{ pulg.}$$

Luego se verifica la H_f para diámetros comerciales inferior y superior: Diámetro comercial = 3 pulg.

$$h_f = \frac{1743.811141 * 25.20 * 2.05^{1,85}}{3^{4,87} * 140^{1,85}} = 0.08 \quad \text{ok.}$$

Verificación de la velocidad $Q = \text{lts/seg.}$ y $D = \text{pulg.}$

$$V = \frac{1.973525241 * 2.05}{3^2} = 0.45 \text{ m/seg} \quad \text{ok.}$$

$$0.3 < 0.45 < 2 \text{ m/seg}$$

NOTA: Los cálculos para toda la línea de conducción, se hicieron por medio de hoja electrónica se tomaron diámetros comerciales ver tabla Calculo Hidráulico en anexos.

4.11 Tanque de almacenamiento de agua

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.¹⁵

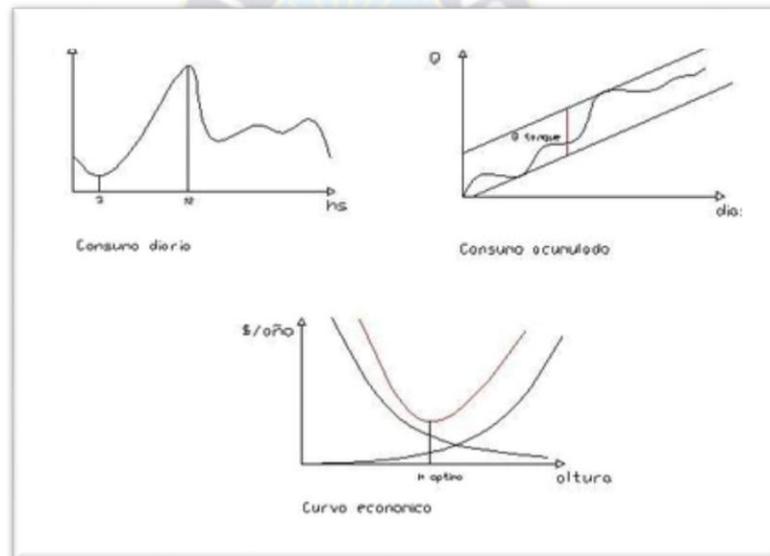
4.11.1 Diseño de tanque de almacenamiento

Los caudales varían a lo largo del día existiendo un mínimo a las 3 de la mañana y máximo a las 12 hrs. del mediodía, esta curva nos permite construir la curva de volúmenes acumulados. Una vez calculado los volúmenes a servir, debemos determinar el tanque a instalar, el tanque debe tener un volumen que permita absorber los caudales pico y no sea excesivamente caro (Ver

¹⁵ Guía técnica de diseño de proyectos de agua potable para poblaciones menores a 10.000 habitantes

gráfico 4), entonces el tanque debe cumplir dos condiciones, aportar volumen necesario y presión mínima requerida. Para cumplir la segunda condición debemos considerar la altura del tanque. Para considerar el aspecto económico, debemos determinar el punto óptimo del tanque, esto lo estudiamos mediante la construcción de la curva de gasto de elevación (a mayor altura, mayor consumo de energía para elevación de agua y mayor costo de construcción) y la curva de amortización de la red de distribución (a mayor altura, menor diámetro de cañería y por ende mas económica), Para determinar el punto óptimo se realiza la suma entre ambas curvas y el punto óptimo será el punto más bajo. Curvas de consumo diario, acumulado y curvas para considerar el aspecto económico.

Grafico 7: Curvas de volúmenes



4.11.2 Volumen del tanque

Para compensar las horas de mayor demanda se diseña un tanque de distribución, según Norma Boliviana NB-689/2004 para Sistemas de Agua Potable, debe tener un volumen entre el 15 y 30% del consumo máximo diario. Para efecto del diseño y debido a ser una región calurosa, se adopta un 30%.

$$Vol = \frac{30\% Q_{max.d}(86400 \text{ seg})}{1000} = \frac{0.30 * 2.05 * 86400}{1000} = 53.1 \text{ m}^3/\text{dia}$$

Por lo que se diseña, para un volumen de 53 m³ (53.000 litros) semienterrado, con paredes de hormigón ciclópeo y losa de concreto armado.

4.11.3 Diseño de losa

4.11.3.1 Determinación del sentido de trabajo de la losa

El cálculo del sentido en que trabaja la losa se determina por la relación entre el lado menor y el lado mayor, que en éste caso son iguales.

$$m = \frac{a}{b} = \frac{4.60}{4.60} = 1 > 0.5$$

Entonces la losa se diseña en dos sentidos.

4.11.3.2 Espesor de la losa:

$$t = \frac{\text{perimetro}}{180} = \frac{4(4.60)}{180} = 0.102 \text{ m}$$

Se toma un espesor de 0.12 m = 12 cm.

4.11.3.3 Integración de cargas:

Carga Muerta (CM): es el peso propio de la losa

$$CM = W_{losa} + \text{sobrecarga}$$

$$W_{losa} = \gamma_c * t = (2400 \text{ kg/m}^3)(0.12) = 288 \text{ kg/m}^2$$

$$\text{Sobrecarga} = 90 \text{ kg/m}^2$$

$$CM = 288 + 90 = 378 \text{ kg/m}^2$$

Carga Viva (CV): Son las cargas eventuales que podría tener la losa.

$$CV = 100 \text{ kg/m}^2$$

Cargas Últimas (CU): es la suma de las cargas muerta y viva afectadas por factores de seguridad. El factor para la carga muerta es un 40 % más, y para la carga viva 70 %.

$$CM_u = 1.4 CM = 1.4 (378 \text{ kg/m}^2) = 529.2 \text{ kg/m}^2$$

$$CV_u = 1.7 CV = 1.7 (100 \text{ kg/m}^2) = 170 \text{ kg/m}^2$$

$$C_u = 529.2 + 170 = 699.2 \text{ kg/m}^2$$

Cálculo de momentos: Para determinar los momentos positivos y negativos en los puntos críticos de la losa, se emplearán las fórmulas específicas por el código ACI, método 3

Momentos negativos (M_a^-):

$$M_a^- = c_a^- \times C_u \times a^2 = 0 (630) (4,20^2) = 0 = M_b^-$$

Momentos Positivos (M_a^+):

$$c_a^+ M = c_b^+ M = c_a^+ V$$

$$M_{a^+} = c_a^+ M \times CM_u \times a^2 + c_a^+ V \times CV_u \times a^2$$

Como la losa es cuadrada el momento es el mismo para el lado b

$$M_{a^+} = M_{b^+} = 407.02 \text{ kg} \cdot \text{m}$$

Momentos a los apoyos (M^-):

$$M^- = \frac{M_a}{3} = \frac{407.02}{3} = 135.67 \text{ kg} \cdot \text{m}$$

Calculando el área de acero necesaria por la siguiente fórmula:

$$M = \theta A_s f_y \left[d - \frac{A_s f_y}{1,7 f_c' b} \right]$$

Teniendo como datos los siguientes:

$$M(+) = 407.02 \text{ kg} \cdot \text{m}$$

$$M(\bar{)} = 135.67 \text{ kg}\cdot\text{m}$$

$$F_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$$

$$F'_c = 210 \text{ kg/cm}^2 \text{ (concreto clase 3000)}$$

$$b = 100 \text{ cm}$$

$$d = 9.5 \text{ cm}$$

Introduciendo datos obtenemos el área de acero:

$$A_s(+)= 1.15 \text{ cm}^2$$

$$A_s(\bar{)} = 0.38 \text{ cm}^2$$

Peralte efectivo de losa (d):

$$d = t - r = 12 - 2,5 = 9,5 \text{ cm}$$

Acero mínimo ($A_{s \text{ min}}$):

$$A_{s \text{ min}} = 0,4 \left[\frac{14,1}{f_y} \right] bd$$

Donde: f_y = módulo de fluencia del acero = 4200 kg/cm²

b = banda de 1 m = 100 cm de ancho

d = peralte de la losa = 9.5 cm

$$A_{s \text{ min}} = 0,4 \left[\frac{14,1}{4200} \right] 100 * 9,5 = 1,28 \text{ cm}^2$$

Con los resultados obtenidos del área del momento a flexión, este resulta ser menor que el área de acero mínimo; Por tanto, se utiliza para el diseño el área de acero mínimo ($A_s < A_{s \text{ min}}$).

Espaciamiento

Propuesta:

Área cm ²	Separación cm
1.28	100
0.71	S

$$S = (0.71) (100) / (1.28) = 55.5 \text{ cm}$$

Tomando en cuenta que el espaciamiento máximo entre varillas es:

$S_{m\acute{a}x} = 3t = 3(12 \text{ cm}) = 36 \text{ cm}$, entonces usar $\text{Ø } 3/8'' @ 30 \text{ cm}$

Calculando el acero mínimo para esta separaci3n:

rea cm^2	Separaci3n cm
$A_{s\acute{m}in}$	100
0.71	30

$$A_{s\acute{m}in} = 2.37 \text{ cm}^2$$

Momento resistente del acero mínimo:

$$MA_{s\acute{m}in} = \phi \left\{ A_{s\acute{m}in} f_y \left[d - \frac{A_{s\acute{m}in} * f_y}{1.7 f'_c b} \right] \right\}$$
$$MA_{s\acute{m}in} = 0.9 \left\{ (2.37)(4200) \left[9.5 - \frac{2.37 * 4200}{1.7 * 210 * 100} \right] \right\} = 825.98 \text{ kg} * m$$

$F'_c = 210 \text{ kg/cm}^2$ (concreto clase 3000)

Como no hay ningún momento que sea mayor que éste, entonces se utiliza el área de acero mínima. El refuerzo será colocar $\text{Ø } 3/8'' @ 30 \text{ cm}$, en ambos sentidos

4.11.4 Diseño de muro

El muro se construirá de hormig3n cicl3peo, ya que la piedra es un elemento de construcci3n predominante en la comunidad. El diseño del tanque consiste en verificar que las presiones que se ejercen sobre las paredes del tanque y sobre el suelo, no afectarán la estabilidad del tanque.

4.11.4.1 Altura del tanque

Para determinar la altura del agua en el tanque se utiliza la siguiente expresi3n:

$$\text{Volumen} = \text{base} * \text{altura} * \text{longitud}$$

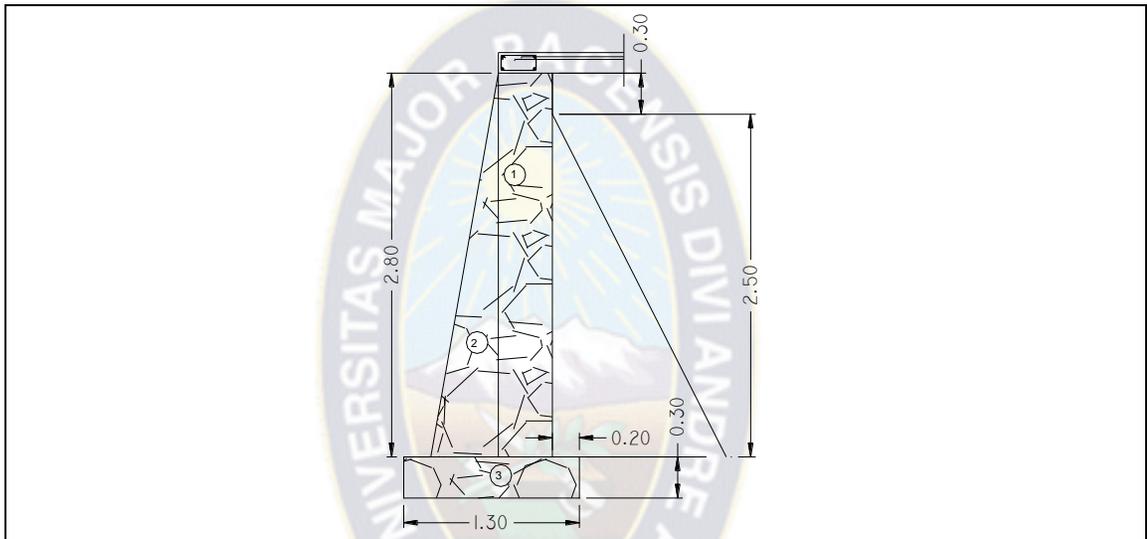
$$\text{Altura} = \frac{\text{volumen}}{\text{base} * \text{longitud}}$$

$$Altura = \frac{53.1 \text{ m}^3}{(4.60 * 4.60)\text{m}^2} = 2.51 \text{ m}$$

La altura del agua en el tanque alcanzará 2.50 metros.

Para una mejor visualización se presenta un corte transversal del muro, del tanque de almacenamiento.

Figura 8: Dimensiones del muro



Datos para cálculos del muro:

γ_w Peso específico del agua = 1000 kg/m³

γ_h Peso específico del hormigón = 2400 kg/m³ = 2.4 ton/m³

γ_{hc} Peso específico del hormigón ciclópeo = 2250 kg/m³ = 2.25 ton/m³

γ_s Peso específico del suelo = 1500 kg/m³ = 1.5 ton/m³

V_s valor soporte del suelo = 15000 kg/m² = 15 ton/m²

Φ ángulo de fricción del suelo = 28°

Calculando carga de la losa y solera de corona ($W_{l+v} = W_l + W_v$):

Carga de la losa $W_l = 2400 \text{ kg/m}^3 (0.12 \text{ m}) = 288 \text{ kg/m}$

Carga de la viga $W_v = \gamma_h \times b \times h = 2400(0.30)(0.15) = 108 \text{ kg/m}$

$W_{l+v} = 288 + 108 = 396 \text{ kg/m}$

Considerando a W_{l+v} como carga puntual (P_c):

$$P_c = 396 \text{ kg/m} \times (1\text{m}) = 396 \text{ kg}$$

Solera de corona

Ref: 4 barras de $\varnothing 3/8''$ + estribos de $1/4'' @ 0.20 \text{ m}$

Figura 9: Dimensiones de la solera de corona y su refuerzo

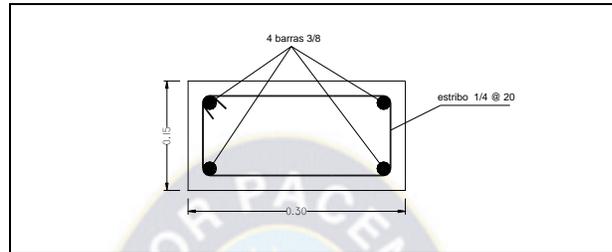


Figura 10: Diagrama de presiones, actuantes sobre el muro

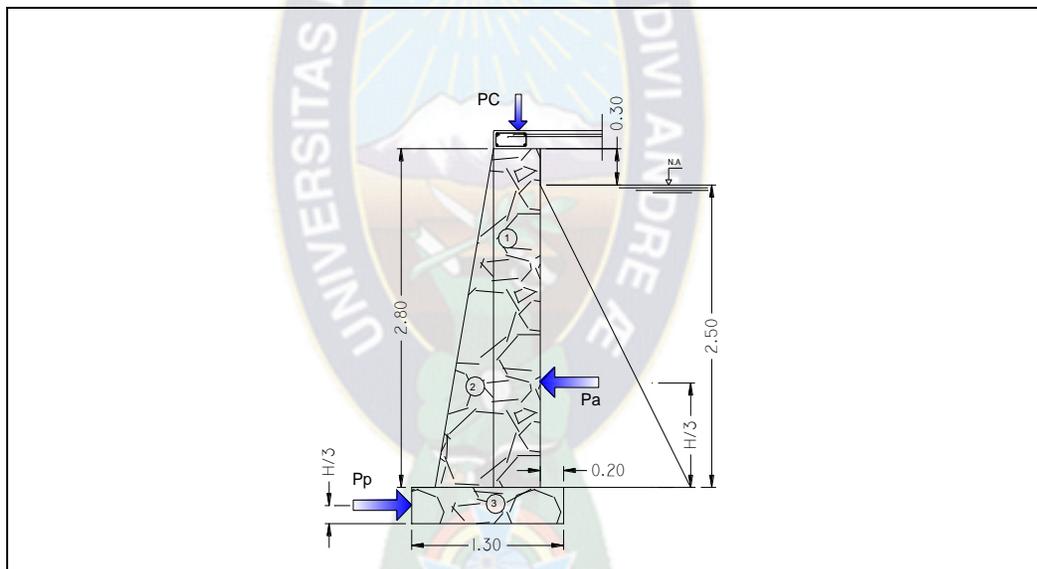


Tabla 11: Cálculo de momentos

Figura	Carga	kg	Brazo (m)	Momento (kg*m)
1	0,40(2,80)(2250)	2520,00	0,50+0,20+0,20=0,90	2268,00
2	0,5(0,50)(2,8)(2250)	1575,00	2/3*0,50+0,20=0,53	834,75
3	1,30(0,30)(2250)	877,50	1/2*1,30=0,65	570,38
Pc	396	396,00	0,50+0,20+0,20=0,90	356,40
Pp	186,97	186,97	1/3*0,3=0,10	18,70
	R=	5555,47		MR=
				4048,23

Fuente: Elaboración propia

La presión que ejerce el agua es llamada presión activa (pa):

$$P_a = \gamma_w \left[\frac{1}{2} b * h \right] = 1000 \text{ kg/m}^3 \left[\frac{1}{2} \right] * 1.67 * 2.5 = 2083.33 \text{ kg/m}$$

Momento de volteo que ejerce el agua, momento activo (Mact):

$$M_{act} = P_a \left[\frac{H}{3} \right] = 2083.33 * \left[\frac{2.50}{3} \right] = 1736.11 \text{ kg * m}$$

La presión que ejerce el suelo es llamada presión pasiva (Pp):

$$P_p = \gamma_s \left[\frac{h^2}{2} \right] K_p$$

Usando la teoría de Ranking

$$K_a = \frac{1 - \sin \phi}{1 + \sin \phi} = \frac{1 - \sin 28}{1 + \sin 28} = 0.361$$

$$K_p = \frac{1}{K_a} = \frac{1}{0.361} = 2.77$$

$$P_p = \gamma_s * \left[\frac{h^2}{2} \right] * K_p = \frac{1500(0.3)^2(2.77)}{2} = 186.97 \text{ kg/m}$$

Momento de volteo que ejerce el suelo, momento pasivo (Mp):

$$M_p = P_p * \frac{h}{3} = (186.97) * \left[\frac{0.3}{3} \right] = 18.70 \text{ kg-m}$$

4.11.4.2 Verificaciones de estabilidad al volteo

Verificación de estabilidad contra volteo $F_{sv} > 2$

$$F_{sv} = \frac{MR}{M_{act}} = \frac{4048.23}{1736.11} = 2.33 > 2 \quad \text{ok.}$$

4.11.4.3 Verificación de estabilidad contra deslizamiento $F_{sd} > 1.5$

Coefficiente de fricción (C_f):

$$C_{fs} = 0.9 \tan \varphi = 0.9 \tan 28^\circ = 0.478$$

Fuerza de Fricción $F_{fr} = C_{fs} \times R = 0.90 (5555.47) = 5000 \text{ kg}$

$$F_{sd} = \frac{F_{fr}}{P_a} = \frac{5000}{2083.33} = 2.4 > 1.5 \quad \text{ok.}$$

Verificación de presión máxima y mínima sobre el suelo

$$P_{\text{máx}} < V_s \quad ; \quad P_{\text{min}} > 0$$

Coordenadas de la resultante:

$$x = \frac{MR - M_{act.}}{R} = \frac{4048.23 - 1736.11}{5555.47} = 0,42 \text{ m}$$

Excentricidad:

$$e = \frac{Base}{2} - x = \frac{1,30}{2} - 0.42 = 0.25 \text{ m}$$

$$P_{\text{max y min}} = \frac{R}{B} \pm \frac{6Re}{B^2}$$

factorizando B, se obtiene:

$$P_{\text{max y min}} = \frac{R}{B} \left[1 \pm \frac{6e}{B} \right]$$

$$P_{\text{max}} = \frac{5555.47}{1.30} \left[1 + \frac{6 * 0.25}{1.30} \right] = 9204.33 \text{ kg/m}^2 < 15000 \text{ kg/m}^2 \quad \text{ok.}$$

$$P_{\text{min}} = \frac{5555.47}{1,30} \left[1 - \frac{6 * 0.25}{1.30} \right] = 657.45 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2} > 0 \quad \text{ok.}$$

De acuerdo a éstos resultados, las dimensiones adoptadas para el muro son aptas para resistir las cargas a que estará sujeto.

4.11.5 Diseño de la tubería de limpieza y rebose

La tubería de excedencia de las aguas en los reservorios, debe ser una tubería que expulse las aguas no previstas en las dimensiones de los estanques; dicho orificio será calculado para un caudal equivalente para el sistema por segundo, sabiendo que el caudal de entrada es un dato de diseño por segundo. Esto es con la finalidad de que el caudal de entrada no pueda vencer al caudal de salida.

4.11.5.1 Tubería de limpieza

Para el cálculo del diámetro se recomienda usar la siguiente formula (Prof. J.M. de Azevedo Netto):

$$T = \frac{2 * S * \sqrt{h}}{C_d * A_o * \sqrt{2 * g}}$$

Donde:

T = Tiempo de vaciado, (seg)

S = Área del tanque, (m²)

A_o = Área del orificio de desagüe, (m²)

C_d = Coeficiente de contracción igual a 0,60

h = Carga hidráulica sobre la tubería de desagüe (m)

g = Aceleración de la gravedad (m/seg²).

El diámetro esta determinado para un tiempo de vaciado de 4 horas.

$$A_o = \frac{2(17.64)(1.58)}{0.60(14400)(4.43)} = 14.56 \text{ cm}^2$$

De acuerdo a los cálculos se obtiene un diámetro de 4.31 cm = 1.69 pulg. De donde se podrá tomar un diámetro de 2" (pulgadas). La tubería de limpieza estará provista de una válvula de control.

4.11.5.2 Tubería de rebose

El diámetro de la tubería de rebose, deberá diseñarse para caudal máximo diario pudiendo emplearse la formula general de cálculo en orificios:

$$Q_{max.d} = C_d * A * \sqrt{2 * g * h}$$

Donde:

Qmaxd. = Caudal máximo diario (m³/s)

A = Área del orificio de desagüe (m²)

Cd = Coeficiente de contracción igual a 0,60

h = Carga hidráulica sobre la tubería de desagüe (m)

g = Aceleración de la gravedad (m/seg²)

$$A = \frac{(2.05/1000)}{0.6(1.4)} = 24.40 \text{ cm}^2$$

La tubería de rebose según los cálculos realizados se tiene un diámetro de 5.57 cm = 2.19 pulg. Se adopta un diámetro comercial 3". El tanque tendrá los siguientes tubos pasamuros de F.G., para entrada de la aducción (Ø = 3"), rebose y limpieza (Ø = 3") y salida (Ø = 2" y 3").

La cámara de llaves se construirá de H°S° con tapa metálica sanitaria y sistema de seguridad (candado de llave tipo único), en el que se instalara llaves de paso cortina de Ø = 2", 3" y Ø = 4" con sus respectivas uniones universales, coplas, tee, etc. Se construirá una tapa sanitaria de H°A° en toda la abertura del tanque. La boca de inspección del tanque contará con una tapa metálica. En el tanque se instala un clorador para purificar el agua.

4.11 Diseño de red de distribución

4.12.1 Red de distribución abierta

El diseño de la red de distribución, dada la ubicación de las viviendas de la comunidad de Timboicito, será por ramales abiertos tipo predial. Para una red de distribución se toma en cuenta los siguientes criterios:

- a) Carga disponible o diferencia de altura entre el tanque de distribución y la última casa de la red de distribución.
- b) Capacidad para transportar el caudal de distribución.
- c) Tipo de tubería capaz de soportar las presiones hidrostáticas.
- d) Considerar todas las obras necesarias para el buen funcionamiento del sistema.
- e) Importante considerar diámetros mínimos para la economía del proyecto, se utilizó la fórmula de Hazen Williams, la cual es:

$$h_f = \frac{1743,811141 * L * Q_{max.h}^{1,85}}{D^{4,87} * C^{1,85}}$$

$$V = \frac{1,973525241 * Q_{max.h}}{D^2}$$

Donde:

h_f = Pérdida de carga (m)

V = Velocidad (m/seg)

L = Longitud de la tubería + 3% por la topografía del terreno

$Q_{max.h}$ = Caudal de hora máximo, o caudal de distribución (lts/seg)

D = Diámetro interno de tubería (pulg)

C = Calidad de la tubería. Para PVC se usará $C=140$ y para FG se usará $C=100$

Ejemplo de diseño:

Se diseñará el tramo entre las estaciones E37 a E38.

Datos: P 37 a P 38

P 37, Cota 762.50 m P 38, Cota 760.76 m

Longitud = 91 m. Caudal ($Q_{max.h}$) = 2.88 lts/seg.

$C = 140$; $h_f = 0.39$

Aplicando la fórmula de Hazen Williams, para obtener el diámetro teórico.

Sustituyendo:

$$D = \sqrt[4,87]{\frac{1743,811141 * L * Q_{max.h}^{1,85}}{h_f * C^{1,85}}}$$

$$D = \sqrt[4,87]{\frac{1743.811141 * 91 * 2.88^{1,85}}{0.39 * 140^{1,85}}} = 3.24 \text{ pulg}$$

Luego se verifica la hf para diámetros comerciales inferior y superior: Diámetro comercial =3”

$$h_f = \frac{1743.811141 * 91 * 2.88^{1,85}}{3^{4,87} * 140^{1,85}} = 0.57 \quad \text{ok.}$$

Verificación de la velocidad Q = lts/seg D = pulgadas

$$V = \frac{1.973525241 * 2.88}{3^2} = 0.63 \text{ m/seg} \quad \text{ok.} \quad 0.3 < 0.63 < 2 \text{ m/seg}$$

NOTA: Los cálculos se hicieron en hoja electrónica, tomándose diámetros comerciales, ver tabla Calculo Hidráulico en sección anexos.

4.12.2 Red de distribución cerrada o anillada

Para la población de Ñancarcainza, la red de distribución será cerrada, debido a las condiciones topográficas del terreno, el grado de concentración de las viviendas. La determinación de los gastos en los nudos de las redes cerradas podrán realizarse por cualquiera de los cinco métodos: Área servida, densidad poblacional, longitud unitaria, repartición media y número de familias.

4.12.2.1 Tubería Matriz.

La tubería matriz es el conducto que une la distribución y el tanque de almacenamiento. La tubería se calcula para prever una velocidad entre 0,3 m/seg. a 2 m/seg. y para el caudal máximo horario de 2.88 lts/seg. El valor del coeficiente C depende de las características del material, como ser la naturaleza de las paredes de los tubos, para PVC es 140, Q es el caudal expresado en

m/seg, D es el diámetro del tubo expresado en m, j es la pérdida de carga expresada en metros por cada metro, h_f es la pérdida en el tramo (m) y finalmente, V es la velocidad del flujo.

4.12.2.2 Calculo de diseño

El caudal apropiado para la estimación de la red de distribución, es el caudal máximo horario, el cual debe ser distribuido entre la cantidad de puntos a los cuales hay que abastecer de agua.

4.12.2.3 Red de distribución – Base de diseño

Con la ayuda de un croquis de la red de distribución, en la que figuran las dimensiones aproximadas de las tuberías, teniendo en cuenta que el material será plástico PVC, en su mayoría las cotas y los caudales de nudo se calcula a partir de las planillas de red correspondientes a las cotas topográficas.

NOTA: En nuestro caso el circuito principal se considera los dos anillos donde proponemos tubería de mayor diámetro al de sus ramales, para los cálculos utilizamos el programa computacional de Excel a través del método Hardy Cross. Partiendo del tanque de distribución a una válvula de cierre ubicada en el punto P-93 y de aquí a los nudos A27, A7, A6, A9, A8, A17, A15, A14, A16, A19, A20, A21, A24, A23, A22, A18 y cerrando en el nudo A17 como se ve en la planilla de cálculo (Ver cálculo hidráulico y planos #2/5, en anexos).

4.13 Obras Hidráulicas

4.13.1 Válvulas de limpieza

Son aquellas que se usan para extraer los sedimentos acumulados en los puntos bajos de la tubería; para su instalación se requiere agregar una te a la red y de allí se desprende un niple que al final tiene una válvula de compuerta, protegida por una caja de mampostería.

Dichos dispositivos se colocarán en las estaciones:

Línea de Aducción: E-9, E-18 y P-32. Ver plano # 1/5 perfil aducción.

Red de distribución Ñancaroinza: P-50, P-61, E-83 y P-81. Ver plano # 1/5 perfil red de distribución.

4.13.2 Válvulas de aire

Estas válvulas tienen la función de permitir que se expulse automáticamente el aire acumulado en la tubería en sus puntos altos, para evitar así la formación de cámaras de aire comprimido que bloquean el libre paso del agua. Estas válvulas irán colocadas en la línea de conducción y red de distribución, en las estaciones:

Línea de aducción: E-4, E12 y E20.

Red de distribución Ñancaroinza: E71, P-77 y P-86.

4.13.3 Caja divisora de flujo

La función de una caja divisora de flujo, es la de dividir el caudal existente proporcionalmente en dos o más partes, según número de habitantes de una población. En este caso la comunidad de Ñancaroinza cuenta con mayor concentración de personas, por lo tanto el caudal será superior al de la comunidad de Timboicito (ver plano # 4/5 Diseño cámara divisora de flujo).

4.13.4 Cámara rompe-presión

Para evitar presiones elevadas en la red de distribución de la comunidad de Timboicito, se diseña la cámara “rompe carga” en la estación E-63 y tener presiones admisibles recomendadas por el “Reglamento Técnico de Agua Potable para Poblaciones Menores a 5000 hab.” (Ver plano # 5/5).

4.13.5 Válvulas de compuerta

Las válvulas de compuerta tienen la función de abrir o cerrar el paso del agua. Se colocarán en las siguientes estaciones:

Línea de aducción:	E-2.
Red de distribución Ñancaroínza:	P-37 y P-93.
Red de distribución Timboicito:	E-37 y E-63.

4.13.6 Conexión domiciliaria

Elementos para una conexión domiciliaria son: Un grifo de bronce, una llave de paso, un niple de 5', un niple de 1', 2 adaptadores hembra, 2 codos F.G de 90° todos $\phi = \frac{1}{2}$ " y una base de hormigón de un metro por 20 cm.

4.13.7 Pasos de quebrada

Los pasos de quebrada se utilizan para superar obstáculos naturales como barrancos, zanjones, ríos, quebradas, etc. Los pasos aéreos están constituidos por dos dados de hormigón ciclópeo debidamente cimentadas que sostienen la tubería FG, el cual va sujetado a dos pesos de hormigón que están enterrados uno a cada lado; esto con la finalidad de que dicha tubería este fijado. En la línea de aducción, de las estaciones E-7 y P-4, ambos de una longitud de 12 m. ver plano # 1/5.

4.14 Desinfección del agua

4.14.1 Sistema de desinfección

Desinfección es el proceso de destrucción de microorganismos patógenos presentes en el agua, mediante la aplicación directa de medios físicos, biológicos y químicos para obtener agua potable. El tratamiento o sistema de desinfección mínimo, que se le debe dar al agua para consumo humano, es de control sanitario y generalmente se aplica para comunidades del área rural, con fuentes provenientes de ríos pequeños, donde el caudal requerido no es muy grande.

La filtración lenta de arena es un método biológico, aunque por sí solo no garantiza la calidad del agua. Por ebullición es otro método que destruye gérmenes nocivos que suelen encontrarse en el agua, los rayos ultravioleta es otro método, pero tiene muy alto costo.

Los métodos químicos más empleados para desinfección son: el yodo, la plata y el cloro, siendo éste último el más recomendado.

4.14.2 Cloración

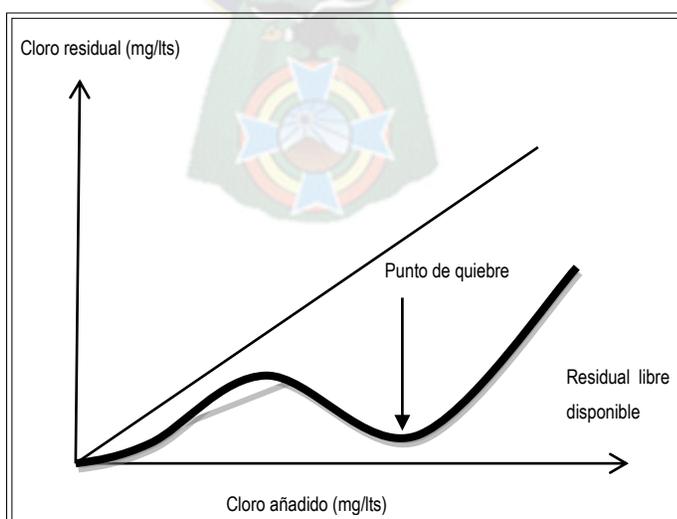
Cloración es el proceso que se le da al agua utilizando el cloro o alguno de sus derivados (hipoclorito de calcio o tabletas de tricolor). Este método es el de más fácil aplicación y el más económico.

4.14.3 Cloro residual

La cantidad de cloro que permanece luego de un tiempo de contacto de 30 minutos, se conoce como cloro residual. El cloro residual libre es un poderoso desinfectante que se obtiene después de alcanzar el punto de quiebre.¹⁶ (Como se muestra en figura 10). La dosis total de cloro debería conocerse a través de un análisis de laboratorio. En caso de no poder efectuarse dicho análisis se deberá fijar la dosis mediante aproximaciones, hasta obtener después de 30 minutos, un cloro residual de 0.2 – 0.5 mg/lts.

La dosificación mínima de cloro residual deberá encontrarse en un rango de 0.2 a 0.5 mg./lts.

Figura 11: Cloro residual libre y disponible



¹⁶ Reglamento Técnico de agua potable para poblaciones menores a 5000 habitantes.

4.14.4 Determinación de la cantidad de desinfectante

El alimentador de cloro es un recipiente en forma de termo que alberga la sustancia, la que se disuelven mediante el paso del agua en el mismo; estos alimentadores vienen en diferentes capacidades, lo que depende del caudal requerido para el proyecto.

De entre los derivados del cloro se elige el hipoclorito de sodio (lavandina) a través del alimentador automático, dado que este es mucho más económico en cuanto a su costo de operación, comparado el costo y operación del gas que es otra opción en el mercado. Para determinar la cantidad del hipoclorito de sodio para clorar el caudal de agua para el proyecto se hace mediante la fórmula que se utiliza para hipocloritos, la cual es:

$$P = \frac{C * V}{\%B * 10}$$

Donde:

P= Peso del compuesto de cloro a usarse (gr.)

C= Concentración de la solución a prepararse (mg/lts.)

V= Volumen de agua a ser desinfectada (lts.)

%B = porcentaje de cloro activo del producto comercial escogido para su empleo (%).

TABLA 12: Cantidad de lavandina por volumen de agua a desinfectar

VOLUMEN DE AGUA EN (LTS.)	CANTIDAD DE LAVANDINA EN (GRS.)
100	2,00
1.000	20,00
5.000	100,00
10.000	200,00
20.000	400,00
50.000	1.000,00

Fuente: Reglamento Técnico de diseño de agua Potable para poblaciones menores a 5000 habitantes.

Para este proyecto se determina la cantidad de hipoclorito de sodio que se necesita para clorar el agua, para un período de 15 días.

$$V = Q_{md} * 86.400 \text{ seg.}$$

$$V = 1,71 \text{ lts/seg} * (86.400 \text{ seg}) = 147.744,00 \text{ lts/día}$$

$$P = \frac{0,02 * 147.744,00}{0,9 * 10} = 328,32 \text{ gr}$$

Esto significa, que se necesitan 328.32 gramos de lavandina (hipoclorito de sodio), el equivalente a:

$$328.32 \text{ gr} * 15 \text{ días} / 285 \text{ gr} = 17.28 \text{ envases}$$

La lavandina de 285 ml. (saché) es un producto de fácil acceso en tiendas de estas comunidades, por lo que se requiere aproximadamente 18 saché de 285 ml. cada 15 días. Se diseña un alimentador automático modelo, de dosificación con válvula flotante (ver plano # 3/5), con capacidad de 5 litros como mínimo.

4.15 Presupuesto del sistema de agua potable

El presupuesto se integro de la siguiente manera:

Presupuesto general por ítems, planilla de materiales, herramienta y equipo, costo mano de obra y precios unitarios de cada ítem: en este listado, se integraron las unidades o diferentes actividades proyectadas, con los materiales de construcción tubería accesorios y materiales de ferretería respectivos.

Además, se realizó un cálculo global de la herramienta y equipo considerado, tomando como referencia los precios de la región.

Resumen de presupuesto por actividades: En éste se consignó la mano de obra calificada, mano de obra no calificada con relación al salario del lugar, total de materiales, transporte de los mismos y la suma de estas actividades para cada una de las unidades proyectadas, más el total de herramientas y equipo, para obtener el total de costos directos.

Después, se establecieron los costos indirectos que comprenden: gastos administrativos, legales, imprevistos, supervisión técnica y utilidad, equivalentes al 30 %.



5 Conclusiones

- 1) La realización del ejercicio profesional del presente trabajo en la modalidad de graduación “Proyecto de Grado” de la carrera de Construcciones Civiles, contribuye a la formación profesional del futuro Licenciado en Construcciones Civiles, ya que permite llevar a la práctica la teoría, adquiriendo criterio y experiencia a través del planteamiento de soluciones viables a los diferentes problemas que padecen las comunidades del país.
- 2) La realización de los proyectos de abastecimiento de agua potable en las comunidades de Timboicito y Ñancaroínza, contribuirán a mejorar las condiciones de salud, educación, economía y convivencia social de las poblaciones.
- 3) Con el buen uso y mantenimiento adecuado de los proyectos mencionados, se beneficiará a las futuras generaciones.

6 Recomendaciones

Al comité de las comunidades Timboicito y Ñancaroínza:

- 1) Cuando se realice la construcción, aplicar estrictamente las especificaciones contenidas en los planos, para garantizar la calidad y el buen funcionamiento del sistema de abastecimiento de agua potable.
- 2) Proteger la fuente, aguas arriba de la obra de captación, principalmente por la circulación de animales, a través de la construcción de muros perimetrales alrededor de ellas, para garantizar la seguridad y continuidad del agua que circule dentro de las mismas.
- 3) Los pasos de quebrada, deben ser protegidos, con el fin de evitar que las personas los utilicen para transportarse de un lado a otro.
- 4) Programar las actividades en función del, acceso a las comunidades principalmente en época de lluvias.

- 5) Una vez finalizada la construcción de las instalaciones, se brinde el mantenimiento correspondiente, con el objeto de obtener obras duraderas y en buen estado en todo tiempo.

7 Bibliografía

- 1) P. Jiménez Montoya, Hormigón Armado.
- 2) Peter L. Berry – David Reid, Mecánica de suelos.
- 3) Frederick S. Merritt, M. Kent Loftin y Jonathan T. Ricketts. Manual del ingeniero civil. Cuarta edición (Tercera edición en español).
- 4) McGraw-Hill. Tomos I y II. Abril 2004.
- 5) Hidráulica de Tuberías, Dr. Jorge Jara R. Dr. Alejandro Valenzuela y Claudio Crisóstomo, Ing. Agrónomo, Ph.D. Facultad de Ingeniería. Universidad de Concepción.
- 6) Ecuación Universal para el cálculo de pérdidas en redes de agua, M.I. Patricia Hansen Rodríguez, Dr. Felipe I. Arreguín Cortés, Dr. J. Oscar Guerrero Angulo.
- 7) De Azevedo J.M & Acosta G., Manual de Hidráulica, Harper & Row, Latinoamericana, México, 1981.
- 8) “Diseño del sistema de abastecimiento de agua potable y edificación escolar para la comunidad Santo domingo Peña Blanca, Siquinala, Escuintla”, Severo Zamora Jolón.
- 9) Reglamento técnico de diseño de proyectos de agua potable para poblaciones menores a 5000 habitantes. Ministerio de Vivienda y Servicios Básicos – Dirección General de Saneamiento Básico – Bolivia.
- 10) Guía técnica de diseño de proyectos de agua potable para poblaciones menores a 10.000 habitantes.
- 11) Redes de distribución – Manual de diseño de agua potable, alcantarillado y saneamiento. Comisión Nacional del Agua – México.
- 12) Atlas de salud del departamento de Chuquisaca 2005, Bolivia. Servicio Departamental de Salud Chuquisaca, WA100 Atlas de Salud 2005: departamento de Chuquisaca / Servicio A 681a Departamental de Salud Chuquisaca. -- Chuquisaca: OPS/OMS, SEDES 2007.
- 13) CEJIS, 2005 y VIM RRNN y MA, 2004, Vice Ministerio de Recursos Naturales y Medio Ambiente.

- 14) www.sns.gov.bo/snis/doc.
- 15) www.bolivia.ded
- 16) www.planguarani.com/pages/municipio_machareti.php
- 17) www.ingenieria_civil2009.blogspot.com
- 18) http://es.wikipedia.org/wiki/Red_de_abastecimiento_de_agua_potable
- 19) www.senamhi.gov.bo
- 20) www.planguarani.com/pages/municipio_machareti.php



ANEXOS

- Mapas de ubicación
- Análisis de agua
- Planillas taquimétricas
- Memoria de calculo
- Cálculos hidráulicos

