



Esta obra está bajo una [Licencia Creative Commons Atribución- NoComercial-Compartirigual 2.5 Perú](http://creativecommons.org/licenses/by-nc-sa/2.5/pe/).

Vea una copia de esta licencia en <http://creativecommons.org/licenses/by-nc-sa/2.5/pe/>



UNIVERSIDAD NACIONAL DE SAN MARTÍN-TARAPOTO
FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL Y ARQUITECTURA
ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL



“MEJORAMIENTO DEL SISTEMA DE ABASTACIMIENTO DE AGUA POTABLE DEL CASERÍO DE BELLO HORIZONTE, DISTRITO DE LA BANDA DE SHILCAYO, PROVINCIA DE SAN MARTÍN, DEPARTAMENTO DE SAN MARTÍN”

Tesis para optar el título profesional de Ingeniero Civil

AUTOR:

Bach. Joel Martín Grández Flores

ASESOR:

Ing. Carlos Enrique Chung Rojas

Tarapoto – Perú

2018

UNIVERSIDAD NACIONAL DE SAN MARTÍN-TARAPOTO
FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL Y ARQUITECTURA
ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL



“MEJORAMIENTO DEL SISTEMA DE ABASTACIMIENTO DE AGUA POTABLE DEL CASERÍO DE BELLO HORIZONTE, DISTRITO DE LA BANDA DE SHILCAYO, PROVINCIA DE SAN MARTÍN, DEPARTAMENTO DE SAN MARTÍN”


Tesis para optar el título profesional de Ingeniero Civil

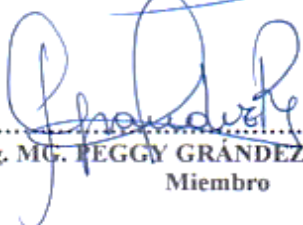
AUTOR:

Bach. Joel Martín Grández Flores

Sustentada y aprobada el día 31 de octubre de 2018 ante el honorable jurado,


.....
Ing. NESTOR RAÚL SANDOVAL SALAZAR
Presidente


.....
Ing. ERNESTO ELISEO GARCÍA RAMÍREZ
Secretario


.....
Ing. MG. PEGGY GRÁNDEZ RODRÍGUEZ
Miembro


.....
Ing. CARLOS ENRIQUE CHUNG ROJAS
Asesor

DECLARATORIA DE AUTENTICIDAD

Joel Martín Grández Flores, identificado con DNI N° 70693765, bachiller de la Facultad de Ingeniería Civil y Arquitectura, Escuela profesional de Ingeniería Civil de la Universidad Nacional de San Martín – Tarapoto, con la tesis titulada: **“MEJORAMIENTO DEL SISTEMA DE ABASTECIMIENTO DE AGUA POTABLE DEL CASERÍO DE BELLO HORIZONTE, DISTRITO DE LA BANDA DE SHILCAYO, PROVINCIA DE SAN MARTÍN, DEPARTAMENTO DE SAN MARTÍN”**.

Declaro bajo juramento que:

1. La tesis presentada es de mi autoría.
2. He respetado las normas internacionales de citas y referencias para las fuentes consultadas. Por tanto, la tesis no ha sido plagiada ni total ni parcialmente.
3. La tesis no ha sido auto plagiado; es decir, no ha sido publicada ni presentada anteriormente para obtener algún grado académico previo o título profesional.
4. Los datos presentados en los resultados son reales, no han sido falseados, ni duplicados, ni copiados y por tanto los resultados que se presenten en la tesis se constituirán en aportes a la realidad investigada.

De considerar que el trabajo cuenta con una falta grave, como el hecho de contar con datos fraudulentos, demostrar indicios y plagio (al no citar la información con sus autores), plagio (al presentar información de otros trabajos como propios), falsificación (al presentar la información e ideas de otras personas de forma falsa), entre otros, asumo las consecuencias y sanciones que demuestra acción se derive, sometiéndome la normatividad vigente de la Universidad Nacional de San Martín – Tarapoto.

Tarapoto. 31 de octubre del 2018.



.....
Bach. Joel Martín Grández Flores
DNI N° 70693765



DECLARACIÓN JURADA

Yo, **Joel Martín Grández Flores**, identificado con DNI N° 70693765 con domicilio en Jr. José Galvez ° 785 – Morales, a efecto de cumplir con las disposiciones vigentes consideradas en el reglamento de Grados y Titulos de la Facultad de Ingeniería Civil y Arquitectura de la Universidad Nacional de San Martín – Tarapoto, **DECLARO BAJO JURAMENTO** que toda la documentación y todos los datos e información de la presente tesis y/o informe de Ingeniería, que acompaño es verás y auténtica.

En tal sentido asumo la responsabilidad que corresponda ante cualquier falsedad, ocultamiento u omisión tanto de los documentos como de información aportada por lo cual me someto a lo dispuesto en las normas académicas de la Universidad Nacional de San Martín – Tarapoto.

Tarapoto. 31 de octubre del 2018.



.....
Bach. Joel Martín Grández Flores
DNI N° 70693765



Formato de autorización NO EXCLUSIVA para la publicación de trabajos de investigación, conducentes a optar grados académicos y títulos profesionales en el Repositorio Digital de Tesis.

1. Datos del autor:

Apellidos y nombres: <i>Grández Flores Joel Martín</i>	
Código de alumno : <i>113149</i>	Teléfono: <i>945563055</i>
Correo electrónico : <i>joelgrandez@gmail.com</i>	DNI: <i>70693765</i>

(En caso haya más autores, llenar un formulario por autor)

2. Datos Académicos

Facultad de: <i>Ingeniería Civil y Arquitectura.</i>
Escuela Profesional de: <i>Ingeniería Civil</i>

3. Tipo de trabajo de investigación

Tesis	(X)	Trabajo de investigación	()
Trabajo de suficiencia profesional	()		

4. Datos del Trabajo de investigación

Título: <i>Mejoramiento del sistema de abastecimiento de agua potable del caserío de Bello Horizonte, distrito de La Banda de Shilcayo, Provincia de San Martín, Departamento de San Martín.</i>
Año de publicación: <i>2018</i>

5. Tipo de Acceso al documento

Acceso público *	(X)	Embargo	()
Acceso restringido **	()		

Si el autor elige el tipo de acceso abierto o público, otorga a la Universidad Nacional de San Martín - Tarapoto, una licencia **No Exclusiva**, para publicar, conservar y sin modificar su contenido, pueda convertirla a cualquier formato de fichero, medio o soporte, siempre con fines de seguridad, preservación y difusión en el Repositorio de Tesis Digital. Respetando siempre los Derechos de Autor y Propiedad Intelectual de acuerdo y en el Marco de la Ley 822.

En caso que el autor elija la segunda opción, es necesario y obligatorio que indique el sustento correspondiente:

--

6. Originalidad del archivo digital.

Por el presente dejo constancia que el archivo digital que entrego a la Universidad Nacional de San Martín - Tarapoto, como parte del proceso conducente a obtener el título profesional o grado académico, es la versión final del trabajo de investigación sustentado y aprobado por el Jurado.

7. Otorgamiento de una licencia *CREATIVE COMMONS*

Para investigaciones que son de acceso abierto se les otorgó una licencia *Creative Commons*, con la finalidad de que cualquier usuario pueda acceder a la obra, bajo los términos que dicha licencia implica

<https://creativecommons.org/licenses/by-nc-sa/2.5/pe/>

El autor, por medio de este documento, autoriza a la Universidad Nacional de San Martín - Tarapoto, publicar su trabajo de investigación en formato digital en el Repositorio Digital de Tesis, al cual se podrá acceder, preservar y difundir de forma libre y gratuita, de manera íntegra a todo el documento.

Según el inciso 12.2, del artículo 12° del Reglamento del Registro Nacional de Trabajos de Investigación para optar grados académicos y títulos profesionales - RENATI "Las universidades, instituciones y escuelas de educación superior tienen como obligación registrar todos los trabajos de investigación y proyectos, incluyendo los metadatos en sus repositorios institucionales precisando si son de acceso abierto o restringido, los cuales serán posteriormente recolectados por el Repositorio Digital RENATI, a través del Repositorio ALICIA".



Firma del Autor

8. Para ser llenado en la Oficina de Repositorio Digital de Ciencia y Tecnología de Acceso Abierto de la UNSM - T.

Fecha de recepción del documento:

06/12/2018



Firma del Responsable de Repositorio Digital de Ciencia y Tecnología de Acceso Abierto de la UNSM - T.

***Acceso abierto:** uso lícito que confiere un titular de derechos de propiedad intelectual a cualquier persona, para que pueda acceder de manera inmediata y gratuita a una obra, datos procesados o estadísticas de monitoreo, sin necesidad de registro, suscripción, ni pago, estando autorizada a leerla, descargarla, reproducirla, distribuirla, imprimirla, buscarla y enlazar textos completos (Reglamento de la Ley No 30035).

** **Acceso restringido:** el documento no se visualizará en el Repositorio.

DEDICATORIA

Para las personas que más admiro y que siempre estaré agradecido, mi familia; mis padres Joel y Marlivith; mi hermana Mayra, por su inconmensurable amor, que son un ejemplo de perseverancia y superación.

AGRADECIMIENTO

A mis padres Joel y Marlivith, hermana Mayra Fiorella, a mis tíos, asesor Carlos Enrique, amigos y todos los profesores y maestros que en algún momento y de alguna forma contribuyeron para que este sueño se materialice.

ÍNDICE GENERAL

DEDICATORIA	vi
AGRADECIMIENTO	vii
ÍNDICE GENERAL	viii
RESUMEN	xii
ABSTRAC	xiii
INTRODUCCIÓN	1
CAPÍTULO I	2
REVISIÓN BIBLIOGRÁFICA	2
1. Desarrollo de la Investigación	6
1.1. Realidad Problemática	6
1.2. Trabajos Previos/Antecedentes	8
1.3. Marco Teórico.....	11
1.4. Formulación del Problema.....	48
1.5. Justificación del Estudio	49
1.6. Hipótesis	50
1.7. Objetivos	50
CAPÍTULO II	51
MATERIAL Y MÉTODOS	51
2.1. Diseño de la Investigación	51
2.2. Variable, Operacionabilidad	54
2.3. Población y Muestra	55
2.4. Técnicas e instrumentos de recolección de datos, validez y confiabilidad.....	55
2.5. Métodos de análisis de datos.....	56
CAPÍTULO III	57
RESULTADOS Y DISCUSIÓN	57
CONCLUSIÓN	138
RECOMENDACIONES	139
REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS	140
ANEXOS	141

ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 1.01: Vías de acceso	5
Tabla 1.02: Dotación diaria por habitante	13
Tabla 1.03: Datos técnicos – coordenadas UTMS WGS-84 y área requerida captación ...	16
Tabla 1.04: Granulometría de capa de soporte	24
Tabla 1.05: Valores del coeficiente CI	25
Tabla 1.06: Velocidades de filtración	26
Tabla 1.07: Criterios de diseño para filtros lentos	28
Tabla 1.08: Clases de tuberías de P.V.C. y máxima presión de trabajo	36
Tabla 3.01: Ubicación de la captación existente	54
Tabla 3.02: Ubicación del sedimentador existente	55
Tabla 3.03: Información poblacional del Caserío Bello Horizonte	58
Tabla 3.04: Censo poblacional	59
Tabla 3.05: Resumen de la población	60
Tabla 3.06: Medidores utilizados para obtener datos de consumo	62
Tabla 3.07: Resumen poblacional de datos obtenidos	63
Tabla 3.08: Dotación utilizada en el proyecto	63
Tabla 3.09: Consumo de los conectados	64
Tabla 3.10: Padrón de usuarios Bello Horizonte	65
Tabla 3.11: Parámetros de diseño – sistema de agua potable	65
Tabla 3.12: Beneficiarios del servicio de agua	66
Tabla 3.13: Balance oferta – demanda captación y tratamiento de agua potable sin proyecto	67

Tabla 3.14: Balance oferta – demanda captación y tratamiento de agua potable con proyecto	68
Tabla 3.15: Balance oferta–demanda almacenamiento de agua potable sin proyecto	69
Tabla 3.16: Balance oferta–demanda almacenamiento de agua potable con proyecto	70
Tabla 3.17: Balance oferta – demanda línea de disposición sanitaria de excretas	71
Tabla 3.18: Consumo de los conectados	72
Tabla 3.19: Demanda máxima diaria y volumen de aumento por año	74
Tabla 3.20: Memoria de cálculo – dimensionamiento de unidad de sedimentador primario	75
Tabla 3.21: Cálculo de una estación de cloración	90

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1.01: Plano de ubicación de la Provincia de San Martín en el Perú	3
Figura 1.02: Macro y Micro-Localización del distrito de La Banda de Shilcayo	3
Figura 1.03: Carga Hidráulica para la captación	17
Figura 1.04: Forma de cresta de Barraje	18
Figura 1.05: Definición de altura de barraje	19
Figura 1.06: Dirección de flujo en tuberías del sistema de agua potable	34
Figura 3.01: Delimitación de la fuente de abastecimiento Pucayacu	53
Figura 3.02: Captación Existente	55
Figura 3.03: Sedimentador Existente	56
Figura 3.04: Tasa de crecimiento poblacional anual	60
Figura 3.05: Perfil longitudinal de línea de conducción – aducción	120
Figura 3.06: Captación proyectada, caudal a captar $Q= 12.24$ Lt/seg	123
Figura 3.07: Perfil Sedimentador	124
Figura 3.08: Reservorio $V=90$ m ³ , Proyectado	125
Figura 3.09: Ubicación del Reservorio proyectado y construcción futura	126
Figura 3.10: Red de Distribución Secundaria	128

RESUMEN

La presente investigación plantea una alternativa de solución al problema actual que viene atravesando el caserío de Bello Horizonte del distrito de La Banda de Shilcayo, respecto al sistema de abastecimiento de agua potable, que consiste en un conjunto de obras necesarias para captar, conducir, tratar, almacenar y distribuir el agua desde fuentes naturales hasta las viviendas de los habitantes beneficiarios; la cual, ya no es suficiente para abastecer la demanda actual, debido a un alto crecimiento demográfico generado por las migraciones, junto con el crecimiento de tasa poblacional anual, generando la falta de fluidez del servicio por las fallas que presentan los diferentes componentes del sistema.

Mediante el mejoramiento del sistema de abastecimiento de agua potable del caserío Bello Horizonte, analizaremos las obras existentes mostrando su reincorporación estructural al proyecto, a través del diseño hidráulico del sistema de agua potable. Se plantea el diseño de las estructuras y redes de distribución con presiones admisibles, según los caudales de diseño; con la finalidad de garantizar el servicio de agua potable de manera constante y eficiente en la población

Palabras clave: Diseño, Hidráulico, Dotación y Demanda, Caudales de Diseño.

ABSTRACT

The following investigation proposes a solution alternative to the current problem that the Bello Horizonte village of La Banda de Shilcayo district has been facing, regarding the potable water supply system, which consists of a set of works necessary to capture, drive, treat, store and distribute water from natural sources to the homes of the beneficiary inhabitants; which, is no longer sufficient to supply the current demand, due to a high demographic growth generated by the migrations, together with the annual population growth rate, generating the lack of fluidity of the service due to the failures presented by the different components of the system .

Through the improvement of the potable water supply system of the Bello Horizonte farmhouse, we will analyze the existing works showing their structural reincorporation to the project, through the hydraulic design of the potable water system. The design of the structures and distribution networks with admissible pressures, according to the design flows, is considered; with the purpose of guaranteeing the drinking water service in a constant and efficient way in the population.

Keywords: Design, Hydraulic, Endowment and Demand, Design Flows.



INTRODUCCIÓN

El abastecimiento de agua potable es una cuestión de supervivencia. Todos necesitan acceso a una cantidad suficiente de agua pura para mantener la buena salud y la vida. Sin embargo, no todo se reduce a los 15 ó 20 litros de agua por día que se necesitan para mantenerse vivo y sano. La fuente de agua debería estar a una distancia que permitiera a los integrantes del hogar acceder a ella con facilidad y tomar de ella suficiente agua como para satisfacer las necesidades que exceden la supervivencia y la salud: en especial, las relativas a la agricultura y la cría de animales.

El abastecimiento de agua potable a nivel doméstico no se reduce a las cuatro paredes del hogar. Todos los integrantes de la comunidad deben tener acceso al agua potable. De aquí a 2025, la mitad de la población mundial vivirá en zonas con escasez de agua. (Salud, 2017). Las situaciones en que sólo algunos hogares (negocios o granjas) tienen acceso al agua potable a expensas de sus vecinos o del medio ambiente mismo, finalmente dan lugar a problemas en materia de abastecimiento de agua potable a nivel comunitario; por ello, surgen los sistemas de abastecimiento de agua potable, los cuales tienen como propósito principal suministrar agua limpia y segura para el consumo humano a un costo razonable.

Un sistema de distribución de agua potable se proyecta para suministrar un volumen suficiente de agua a una presión adecuada y con una calidad aceptable, desde la fuente de suministro hasta los consumidores. El sistema básico de abastecimiento de agua potable, incluye la infraestructura necesaria para captar el agua de una fuente que reúna condiciones aceptables, realizar un tratamiento previo para luego conducirla, almacenarla y distribuirla a la comunidad en forma regular.

Sobre la demanda podemos decir que la humanidad últimamente está incrementándose de forma exponencial en los últimos años. Las estadísticas lo demuestran, según la fuente del Banco Mundial en el año 1960 existían 3 035 millones de personas y en el 2015 existían 7 347 millones (Banco Mundial, 2017), lo que quiere decir que en los últimos 55 años la población creció en un 242 %.

CAPÍTULO I

REVISIÓN BIBLIOGRÁFICA

Exploración preliminar orientando la investigación.

En realidad, toda el agua que consumimos es agua proveniente de las lluvias, ya que las precipitaciones pluviales son las que alimentan de agua a los ríos, quebradas, aguas subterráneas, etc. Por otro lado, se podría decir que la precipitación pluvial es la etapa democratizadora del ciclo del agua ya que lleva agua a todos los lugares del planeta sin interesarle ningún tipo de frontera o nacionalidad.

El proceso de potabilización por el que pasa el agua se realiza con el fin de hacerle apto para el consumo humano. Las normas de salud indican que el agua debe ser potable para poder ser consumida. Es así que, en las ciudades, el agua es captada por bocatomas en los ríos y es conducida a través de tuberías a una planta de potabilización desde donde se distribuye a esta por toda la ciudad.

El agua potable en las ciudades se usa de formas muy variadas, como son la preparación de alimentos, el aseo personal, en los inodoros, los urinarios y las duchas, el riego de jardines, limpieza de pisos y las miles de formas que el hombre puede encontrar para usarla. Dentro de todas estas utilidades existen algunas que en mi humilde opinión no necesitan de agua potable y que podrían ser satisfechas eficientemente con agua no tratada, esto con el fin de priorizar el agua potable para usos que si lo requieren realmente como son la preparación de alimentos, nuestra dosis diaria de agua y el aseo personal.

Es así que surge la necesidad de captar agua desde la fuente de abastecimiento y dirigirla hacia la población a través de estructuras de captación, conducción y distribución, siguiendo un proceso de tratamiento una vez verificada la calidad de agua.

Se debe resaltar el hecho del aprovechamiento de agua desde una fuente se ha llevado desde hace mucho tiempo en el Perú con las culturas Pre Incaicas llevando agua a los cultivos con el sistema de riego.

Aspectos Generales del Estudio

Ubicación del Estudio

El estudio se ubicará en la zona rural del Caserío Bello Horizonte del Distrito de La Banda de Shilcayo, la ubicación geográfica es la siguiente:

Se encuentra ubicado en el Distrito de La Banda de Shilcayo, en la Provincia de San Martín, Departamento de San Martín, entre las coordenadas Latitud sur $6^{\circ} 31' 46''$ S (-6.52945453000), Longitud Oeste $76^{\circ} 18' 2.9''$ W (-76.30080114000), con una altitud de 305m.s.n.m. Aproximadamente.

Departamento : San Martín
 Provincia : San Martín
 Distrito : La Banda de Shilcayo.
 Localidad : Bello Horizonte – Nuevo Horizonte.

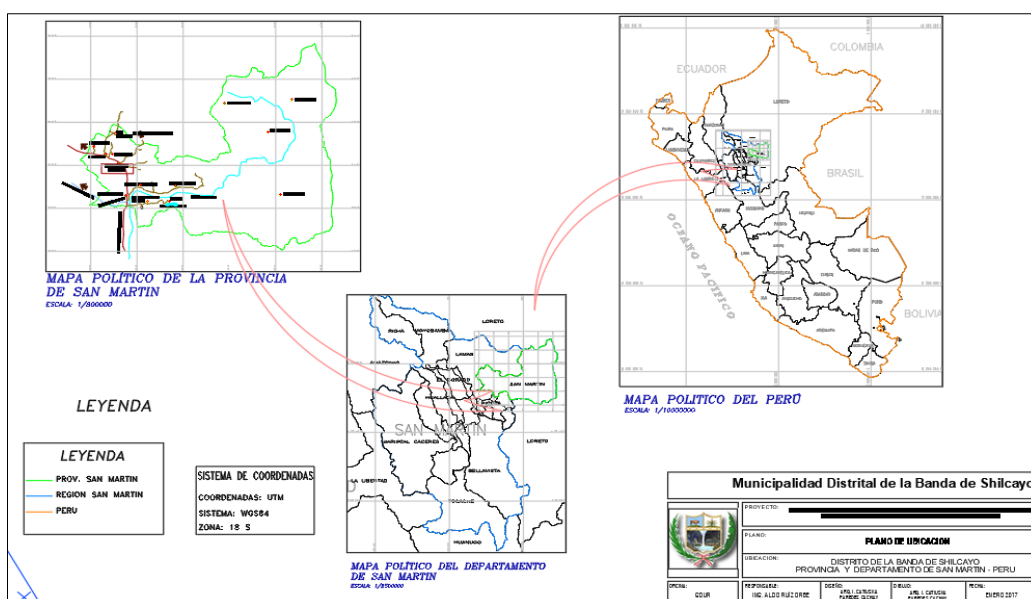


Figura 1.01: Plano de Ubicación de la Provincia de San Martín en el Perú.
 Fuente: Municipalidad Distrital de La Banda de Shilcayo.



Figura 1.02: Macro y Micro-Localización del distrito de La Banda de Shilcayo
 Fuente: Municipalidad Distrital de La Banda de Shilcayo

Descripción Geográfica

El área del Proyecto se encuentra limitada de la siguiente manera:

Por el Sur	:	Distrito de Pongo de Caynarachi.
Por el Norte	:	Localidad de La Unión de Sanirarca.
Por el Oeste	:	Distrito de Shapaja.
Por el Este	:	Localidad de Banda de Shilcayo.

La Localidad de Bello Horizonte – Nuevo Horizonte, está ubicada en el distrito de Banda de Shilcayo, Provincia de San Martín, Departamento de San Martín.

Partiendo desde la ciudad de Tarapoto nos dirigimos por intermedio de la carretera Fernando Belaunde Terry (carretera asfaltada) tramo sur con dirección a la ciudad de Juanjui hasta el ovalo del periodista, por ende, ingresar a carretera que conlleva a pesquería y luego 10 min de promedio en carro a Bello Horizonte – Nuevo Horizonte.

Aspectos Climatológicos

Las Localidades de Bello Horizonte – Nuevo Horizonte se encuentran en una zona de clima cálido, el promedio de las precipitaciones es 2,705.61 mm, la temperatura máxima promedio es de 31.16, temperatura mínimo promedio de 21.40 °C y la temperatura media promedio de 26.28 °C.

La menor precipitación en el año fue en el mes de julio con 81.90 mm, y la precipitación más alta fue en febrero con 329.60 mm.

Aspectos Culturales

La localidad de Bello Horizonte, tiene muchos inmigrantes del Perú y con mayor número, de los departamentos de Cajamarca, Amazonas, Piura y otros departamentos; conservando sus regionalismos de cultura y de la región de la selva como el día festivo de San Juan fiesta tradicional de la selva peruana, carnavales de acuerdo a sus procedencias.

Aspectos Económicos

La principal actividad de la población es la actividad agrícola, seguida del comercio de sus productos entre otras actividades.

Aspectos Sociales Económicos

Transporte

La principal actividad económica en la zona de intervención de la población de la LOCALIDAD Bello Horizonte se dedica principalmente a la agricultura migratoria (Plátano, yuca y maíz) La agricultura se circunscribe a una explotación de tecnología tradicional de rozo, tumba y quema; la pesca (Boquichico, palometa, bagre, carachama, etc.) y la caza de animales silvestres. Es una agricultura migratoria porque no se desarrolla en una sola parcela, sino que después de una o dos campañas de cultivos anuales (Maíz, yuca, plátano) el área trabajada es abandonada, luego se toma otro terreno para la próxima campaña.

Turismo

La localidad de Bello Horizonte es un lugar arqueológico, por tener en la zona del poblado, los petroglifos de Polish, que son piedras con relieves de figuras de animales como son: mono, perro, araña, entre otros; también están las diferentes actividades que realizaban los antiguos moradores antes de establecerse en el lugar como son: la pesca y la caza de animales.

Por otro lado, se da la festividad religiosa de la fiesta de San Juan, celebración que se hace tradicionalmente a la orilla de la quebrada Pucayacu que pasa por medio de la población de Bello Horizonte.

Aspectos Sociales

Vías de acceso

Para acceder a la localidad de Bello Horizonte y Nuevo Horizonte, partimos desde la ciudad de Tarapoto nos dirigimos por intermedio de la carretera Ahuashiyacu (carretera afirmado) llegando en un espacio de 15 minutos a la Localidad de Nuevo Horizonte y en 45 minutos a la localidad de Bello Horizonte, haciendo uso de moto, motokar y/o autos.

Tabla 1.01

Vías de acceso.

Desde	A	Tipo de Vía	Medio de Transporte	Km.	Tiempo
Tarapoto	Nvo horizonte	Afirmado	Auto, moto,etc.	2.70	0.15 horas
Nvo. Horizonte	Bello horizonte	Afirmado	Auto, moto,etc.	4.60	0.25 horas

Fuente: Área de catastro – Municipalidad distrital de La Banda de Shilcayo

Salud

La población de Bello Horizonte cuenta con un puesto de salud que brinda atención las 24 horas, dando atención a emergencias y contando con los primeros auxilios para luego trasladarlos al puesto de salud más adecuado que se encargará de las observaciones correspondiente y cuidado médico necesario para seguir un tratamiento, la ubicación de este puesto de salud es en la plaza central del poblado,

Educación

La localidad de Bello Horizonte cuenta con las instituciones Educativas de nivel inicial N°62204, nivel primario N° 62204 y la I.E Secundaria “María Auxiliadora” que está a cargo el Director Darwin Arvildo Arahuanaza Dahua; al cual acuden los niños de dicha Comunidad, presentan gran interés en participar activamente en el proyecto a fin de mejorar la cultura y los hábitos de higiene y además contar con la Unidad Básica de Saneamiento (UBS) y conexión domiciliaria de agua.

Tema Central de la Investigación

Mejoramiento del sistema de abastecimiento de agua potable del caserío Bello Horizonte, realizando el diseño de los diferentes componentes del sistema para garantizar un buen servicio a la población.

Datos a Utilizar

Población de Diseño.

Topografía Existente.

Estudios de Suelos.

Caudales de Diseño.

1. Desarrollo de la Investigación**1.1. Realidad Problemática**

El sistema de abastecimiento de agua potable existente en el caserío Bello Horizonte ya no es suficiente para abastecer la demanda actual, pues se observa un alto crecimiento demográfico debido a las migraciones de otras poblaciones junto con el crecimiento de la tasa poblacional anual, generando la falta de fluidez en el servicio por las fallas que presentan los diferentes componentes del sistema al haber cumplido con su periodo de vida útil y pasado por factores negativos que deterioraron los componentes del sistema.

Mediante el mejoramiento del sistema de abastecimiento del caserío Bello Horizonte a través de un diseño hidráulico del sistema de agua potable, se proyecta la utilización de estructuras existentes, así como la construcción de nuevas estructuras con la finalidad de garantizar el servicio de agua potable en la población, considerando el dimensionamiento de las estructuras y redes según los caudales de diseño obtenidos a partir de la población y la dotación respectiva.

La población del caserío Bello Horizonte tiene la necesidad prioritaria de solucionar el problema existente por falta del servicio básico de agua potable, al no contar con el diseño hidráulico de los componentes del sistema de abastecimiento de agua potable, y al no contar con un proyecto sustentable que permitiera brindar a la población del medio rural las condiciones favorables de desarrollo con un nivel de vida mucho mayor y con un medio ambiente sin contaminación, se espera revertir el alto grado de incidencia de enfermedades por el consumo de agua insalubre, la puesta en ejecución de los proyectos de pavimentación de las calles, el aumento de la actividad comercial, un mejor servicio a los turistas logrando por mayor tiempo su estadía y la posibilidad de que el Caserío Bello Horizonte pase a ser un distrito.

Delimitación.

En el presente estudio del mejoramiento del sistema de abastecimiento de agua potable se plantea el diseño de nuevas estructuras de los componentes del sistema, de tal manera que se garantice técnicamente el funcionamiento del servicio en el sector rural de la población del caserío de Bello Horizonte.

Delimitación espacial

En el presente trabajo se analizaron los datos de la zona de fuente de agua, datos topográficos de la zona, la ubicación de las estructuras existentes ubicadas en el distrito de La Banda de Shilcayo, provincia de San Martín y departamento de San Martín.

Delimitación temporal

En el presente trabajo se analizarán los datos correspondientes a una estimación de crecimiento poblacional futura de 20 años.

1.2. Trabajos Previos/Antecedentes

1.2.1. Antecedentes a lo largo del mundo:

1.2.1.1 En 2004, solo el 48 % de los hogares rurales en Viet Nam tenía acceso a agua potable, comparado con el 82 % de las viviendas en las ciudades. Se calculaba que solamente el 16 % de los hogares rurales tenía acceso a suministro de agua que cumplía con los estándares de agua potable en tanto que el acceso a instalaciones sanitarias higiénicas era igualmente bajo. Muchas viviendas rurales utilizaban agua no tratada de pozos, ríos, charcas, arroyos o canales de riego. Los programas de abastecimiento de agua y saneamiento rural existentes tendían a ser diseñados de manera inapropiada, así como también mal construidos y mantenidos. En muchos casos, se consideraba que los esquemas eran insostenibles financieramente pues las tarifas no cubrían de manera adecuada el costo de operación, mantenimiento y reparaciones, y dependían de subsidios substanciales para continuar en funcionamiento.

En tanto en 2002, casi 3 millones de personas en el delta del río Rojo eran pobres (17 % de los hogares pobres de Viet Nam). En estas áreas, la salud rural fue afectada por la prevalencia de enfermedades transmitidas por el agua y la higiene personal inadecuada. La causa subyacente de los problemas de salud se relacionaba con la disponibilidad y el uso de agua potable y con el saneamiento y la higiene personal.

En aquellos lugares en que la mayoría de los proyectos de agua se habían centrado de manera exclusiva en la construcción de equipos para los sistemas de abastecimiento de agua, este proyecto también reconoció que es vital educar y cambiar el comportamiento de la comunidad frente a los asuntos del agua y saneamiento para obtener buenos resultados.

En el marco del proyecto, los sistemas de suministro de agua se han establecido con empresas innovadoras, que tienen la capacidad de realizar una buena gestión y una apropiada operación. La comunidad también tiene una participación del 10 % en estas empresas, lo que ha asegurado un fuerte sentido de propiedad comunitaria y compromiso, así como también una profunda participación comunitaria en la planificación, supervisión, construcción, funcionamiento y mantención de los sistemas. Esta práctica ha asegurado que se satisfagan las necesidades de los usuarios y la calidad de los servicios requeridos de una manera transparente y participativa.

Entre 2005 y 2013, el proyecto alcanzó los siguientes resultados:

Casi 1,3 millones de personas, que representan el 80 % de la población total en cuatro provincias del proyecto consiguieron acceso a mejores fuentes de agua y el 100 % de los hogares pobres tuvo acceso a abastecimiento de agua y servicios sanitarios.

Las encuestas indicaron un pronunciado cambio de comportamiento en el aumento de los hogares que informaron que ahora se lavaban las manos antes de preparar alimentos o después de usar las instalaciones de saneamiento. La mayoría de los hogares utiliza recipientes higiénicos de agua, tales como un lavabo o un balde y los colocan en lugares convenientes para su uso. Más del 96 % tiene jabón o detergente para el lavado de las manos (Banco Mundial, 2017).

1.2.1.2. Los primeros asentamientos continuados de nuestros antepasados siempre tenían lugar en ubicaciones donde hubiese agua dulce disponible, como lagos y ríos. Y fue entorno al agua donde se originaron las primeras formas de sociedad, tal y como la concebimos hoy en día.

Cuando estas formas primitivas de sociedades empezaron a evolucionar y crecer de manera extensiva surgió la necesidad de buscar otras fuentes diferentes de agua. El constante incremento de la población humana no siempre hizo posible que estas sociedades crecieran entorno a fuentes de fácil acceso como lagos y ríos, por lo que las personas se vieron obligadas a desarrollar sistemas que les permitieran aprovechar los recursos de agua subterráneos, dando origen a las primeras construcciones de pozos.

Los primeros antecedentes los encontramos en Jericó (Israel) hace aproximadamente 7.000 años, donde el agua era almacenada en los pozos para su posterior utilización. Como el agua había de ser trasladada de los pozos a otros puntos donde era necesario su uso, se empezaron a desarrollar los sistemas de transporte y distribución del agua. Este transporte se realizaba mediante canales sencillos, excavados en la arena o las rocas.

Años más tarde se comenzaron a utilizar tubos huecos, más parecidos a lo que son nuestras tuberías de hoy en día. Por ejemplo, en Egipto se utilizan árboles huecos de palmera mientras en China y Japón utilizan troncos de bambú. Fueron precisamente los egipcios, los primeros en utilizar métodos para el tratamiento del agua. Estos registros datan de hace más de 1,500 años hasta el 400 A.C. Los mismos indican que las formas más comunes de purificación del agua eran hirviéndola sobre el fuego, calentándola al sol o sumergiendo una pieza de hierro

caliente dentro de la misma. Otro de los métodos más comunes era el filtrado del agua hervida a través de arena o grava para luego dejarla enfriar.

1.2.2. Antecedentes Locales:

Desde hace más de 10 años los gobiernos entrantes a la Municipalidad Distrital de La Banda de Shilcayo como son los gobiernos: Gestión 2007 – 2010, Gestión 2011 – 2014, Gestión 2015 – Actualidad, han tenido como una de las propuestas principales hacer realidad este importante proyecto para brindar a la población del caserío de Bello Horizonte el servicio de agua potable.

En el periodo 2007-2010 se elaboró un proyecto a nivel de perfil denominado: Mejoramiento del sistema de Agua potable del sistema de abastecimiento del poblado de Bello Horizonte, en el Distrito de La Banda de Shilcayo, San Martín – San Martín, con un monto de S/. 300,252.50, cuyo proyecto no se llevó a fase de aprobación por la Dirección Nacional de Saneamiento del Ministerio de Vivienda.

Durante el periodo 2011-2014, la Municipalidad Distrital de La Banda de Shilcayo elaboró un proyecto a nivel de perfil abarcando una zona de estudio mucho mayor, que abarcaría los caseríos de Bello Horizonte y Nuevo Horizonte, la Unidad Formuladora del Proyecto de Inversión Pública está dirigida por los gobiernos locales, en este caso la Municipalidad Distrital de La Banda de Shilcayo, del Área de Estudios y Proyectos.

El proyecto denominado: Mejoramiento y ampliación de los servicios de agua potable e instalación de los servicios de saneamiento básico en las localidades de bello horizonte y nuevo horizonte, distrito de La Banda de Shilcayo - San Martín - San Martín, mantiene la alternativa de construcción: Acción 1.1: Construcción de una captación tipo toma lateral Acción 1.2: Construcción de Línea de Conducción Acción 1.3: Mejoramiento del Sedimentador Existente Acción 1.4a: Construcción de PTAP Filtración Lenta Acción 1.5: Construcción de reservorio apoyado. Acción 1.6: Instalación de línea de aducción y redes de distribución Acción 1.7: Instalación de conexiones domiciliarias Acción 1.8: Mitigación ambiental, ingresado con Código Invierte Perú: 2338230, con un monto S/. 8'605,772.75; y que hasta la actualidad este no ha sido aprobado.

En el actual periodo de gestión pública se elaboró un proyecto a nivel de perfil denominado: "Mejoramiento y ampliación de los servicios de agua potable e instalación de los sistemas de saneamiento en las localidades de Bello Horizonte y Nuevo Horizonte, distrito de La

Banda de Shilcayo, provincia de San Martín, departamento de San Martín", con código Invierte Perú: 2338230 Con un monto de S/. 8'908,200.44 (Ocho Millones Novecientos Ocho Mil Doscientos con 44/100 Soles). En el periodo 2016-2017, La Municipalidad plantea reformular el proyecto para continuar con la fase de evaluación cuya finalidad es la de poder ejecutarla satisfaciendo la necesidad del uso de agua potable en la población del Caserío de Bello Horizonte.

En este caso, el caserío Bello Horizonte no cuenta con un proyecto que garantice el abastecimiento de agua potable en forma eficiente, debido a la falta de agilidad de los trámites para la aplicación de los estudios correspondientes y el levantamiento de observaciones. Desde hace más 10 años los gobiernos entrantes a la Municipalidad Distrital de La Banda de Shilcayo, han tenido como propuesta principal hacer realidad este importante proyecto para brindar a la población del caserío Bello Horizonte el servicio de agua potable siendo este una necesidad básica.

1.3. Marco Teórico

1.3.1. Sistema de agua potable

Caudal de Aforo

La Hidrometría permite medir, el caudal y analizar los volúmenes de agua que pasa por una sección transversal de un río, canal o tubería, durante una unidad de tiempo. La importancia es de proveer datos oportunos y veraces que una vez procesados proporcionan información adecuada para lograr una mayor eficiencia en la programación, ejecución y evaluación del agua en un sistema.

Propósito

Saber la disponibilidad del agua con que se cuenta en un río.

Distribuir el agua a los usuarios en la cantidad deseada.

Saber el volumen de agua con que se usa para las diferentes necesidades.

Sistema Hidrométrico

Es el conjunto de pasos, actividades y procedimientos tendientes a conocer (medir, registrar, calcular y analizar) volúmenes de agua de un sistema. Su soporte físico es una red hidrométrica.

Red Hidrométrica

Es el conjunto de puntos de medición estratégicamente ubicados en un sistema, de tal forma que permita interrelacionar la información obtenida.

Puntos de Control o Medición

Son los sitios en donde se registran los caudales que pasan por una sección transversal en el curso de agua de un río, canal, acequia, etc. El tramo que se escoja para establecer un punto de medición debe reunir los siguientes requisitos.

Debe ser recto.

El flujo de agua tiene que estar calmado sin turbulencias y debe observarse una velocidad estable.

El río debe estar libre de malezas, matorrales, piedras grandes a fin de evitar imprecisiones en la medición, pero, pero sobre todo debe ser de fácil acceso.

En cada punto de medición se debe tomar datos de ubicación hidrográfica, coordenadas y altitud. Los datos son registrados en una tabla.

Medición del Agua

La medición o gasto del agua que pasa por una sección transversal de un conducto (río, riachuelo, canal, tubería) de agua, se conoce como aforo o medición de caudales.

Para determinar los caudales siempre hay que tener en cuenta lo siguiente:

El caudal “Q” se expresa en litros por segundo (lt/s) o en metros cúbicos por segundo (m^3/s).

En la ecuación, si Q el caudal se expresa en m^3/s , el área A se expresa en m^2 y la velocidad V en m/s, el espacio se expresa en m y el tiempo (t en seg).

Es fácil de convertir m^3/s a lt/s, sabiendo que un m^3 equivale a 1000 litros.

El problema principal es medir la velocidad media en los canales o causes ya que la velocidad varía en los diferentes puntos al interior de una masa de agua.

Método de Medición de Caudales

Los métodos que se emplean para aforar el agua están basados en la determinación del área de la sección trasversal y la velocidad. Para ello se utiliza la fórmula:

$$Q = A * V$$

Dónde:

Q = Caudal o Gasto (m³/s).

A = Área de la sección transversal (m²).

V = Velocidad media del agua en el punto (m/s).

Cálculo del Área

Se calcula el área de la sección transversal del río a medir, a través del siguiente procedimiento:

La sección transversal del río donde se va a realizar el aforo se divide en varias subsecciones, como se observa en la figura siguiente:

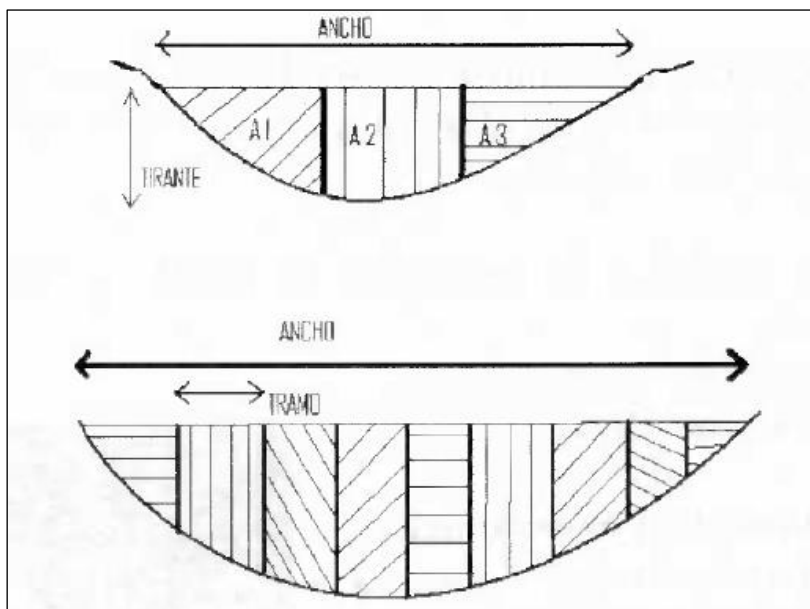
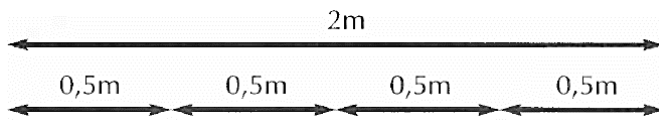


Figura 1.03: Área de la sección de Aforo

Fuente: Diseño de bocatomas – Ing. Alfredo Mansen Valderrama.

El número de subsecciones depende del caudal estimado que podría pasar por la sección. Cada subsección, no debería pasar más del 10% del caudal estimado. Otro criterio es que, en causes grandes, el número de subsecciones no debe ser menor a 20.

El ancho superior de la sección transversal (superficie libre de agua) se divide en tramos iguales, cuya longitud es igual al ancho superior de la sección transversal dividido por el número de secciones calculadas.



El área en cada subsección se calcula fácilmente considerando como un paralelogramo cuya base (ancho del tramo) se multiplica por el promedio de los tirantes que delimitan dicha subsección.

$$T_1 + \frac{T_2}{2} = T \quad A = \frac{T_1 + T_2}{2} * \text{ant}$$

Luego para determinar el área de la sección transversal, se suman las áreas obtenidas en cada subsección. $A_1 + A_2 + A_3 + A_n = AT$

Para calcular la velocidad se puede utilizar el Método del Correntómetro.

Método del Correntómetro.

Este método mide la velocidad en un punto dado de la masa de agua con un instrumento llamado correntómetro.

Existen varios tipos de correntómetro: los de hélice grande y de hélice pequeña que se los utiliza dependiendo del caudal a medirse.

Cada correntómetro debe tener un certificado de calibración en el que figura la fórmula para calcular la velocidad, sabiendo el número de vueltas o revoluciones de la hélice por segundo.

Estos correntómetros se calibran en laboratorios de Hidráulica, la forma de calibración es la siguiente.

$$v = an + b$$

Donde:

v = velocidad del agua, en m/s.

n = número de vueltas de la hélice por segundo.

a = paso real de la hélice en metros.

b = velocidad de frotamiento en m/s.

Como el Correntómetro mide la velocidad en un punto, para obtener la velocidad media de un curso de agua se debe en ciertos casos, medir la velocidad en dos, tres o más puntos, a diversas profundidades a lo largo de una vertical y a partir de la superficie del agua.

Las profundidades en las cuales se mide las velocidades con el correntómetro es de la altura del tirante de agua, así:

Tabla 1.02

Dotación diaria por habitante.

Tirante de agua (d) cm	Profundidad de lectura del correntómetro (cm)
< 15	$d / 2$
$15 < d < 45$	$0.6*d$
> 45	$0.2*d$ y $0.8*d$ ó $0.2*d$, $0.6*d$ y $0.8*d$

Fuente: Diseño de bocatomas – Ing. Alfredo Mansen Valderrama.

Periodo de Diseño

Es el tiempo para el cual el sistema es eficiente 100%, ya sea por capacidad en la conducción de gasto deseado, o por la resistencia física de las instalaciones.

Factores que afectan al Periodo de Diseño

Durabilidad o vida útil de las instalaciones. – Dependerá de la resistencia física del material, a factores adversos por desgaste y obsolescencia, todo material se deteriora con el uso del tiempo.

Facilidad de construcción y posibilidades de ampliaciones. – Para determinar el periodo de diseño se tiene en cuenta el aspecto económico y éste, a la vez, está regido por la dificultad o facilidad de construcción (costo) que indican a mayores o menores periodos de inversiones nuevas, para atender las demandas que el crecimiento poblacional obliga.

Tendencias de crecimiento de la población. – De acuerdo a las tendencias de crecimiento de la población es conveniente elegir periodos de diseños, más largos para crecimientos lentos y más cortos para crecimientos rápidos.

Para la estimación del periodo de diseño se puede hacer según las recomendaciones del Reglamento Nacional de Edificaciones (R.N.E), el cual establece que:

Para poblaciones de 2,000 hasta 20,000 habitantes : 15 años

Para poblaciones de 20,000 habitantes a más : 10 años

Población de Diseño

La predicción de crecimiento de población deberá estar perfectamente justificada de acuerdo a las características de la ciudad, sus factores socioeconómicos y su tendencia de desarrollo.

Tratándose de nuevas habilitaciones para viviendas deberá considerarse por lo menos una densidad de 6 habitantes/vivienda.

Para el cálculo de la población futura se utilizará el cálculo del crecimiento aritmético.

El uso de éste método para proyectar la población tiene ciertas implicaciones. Desde el punto de vista analítico implica incrementos absolutos constantes lo que demográficamente no se cumple ya que por lo general las poblaciones no aumentan numéricamente sus efectivos en la misma magnitud a lo largo del tiempo.

Por lo general, este método se utiliza para proporciones en plazos de tiempo cortos, básicamente para obtener estimaciones de población a mitad de año.

$$Pf = Pa \left(1 + \frac{r}{100} * t \right) \dots \dots \dots (1)$$

Dónde:

Pf = Población futura

Pa = Población actual

r = Tasa de crecimiento

t = Tiempo futuro

El método lineal, supone un crecimiento constante de la población, la cual significa que la población aumenta o disminuye en el mismo número de personas.

Dotación de Agua

La dotación promedio diaria anual por habitante, se fijará en base a un estudio de consumos técnicamente justificado, sustentado en informaciones estadísticas comprobadas.

Si se comprobara la no existencia de estudios de consumo, no se justificará su ejecución; se considerará por lo menos para sistemas con conexiones domiciliarias una dotación de 120 lts/hab/d en clima frío y de 150 lts/hab/d en clima templado y cálido.

Cálculo de la Dotación

La dotación diaria por habitante se ejecutará según las normas recomendadas por el Reglamento Nacional de Edificaciones que se dan los siguientes valores:

Tabla 1.03

Dotación diaria por habitante.

Población	Clima	
	Frío	Templado
De 2,000 a 10,000 habitantes	120 Lt/hab/día	150 Lt/hab/día
De 10,000 a 50,000 habitantes	150 Lt/hab/día	200 Lt/hab/día
Más de 50,000 habitantes	200 Lt/hab/día	2500 Lt/hab/día

Fuente: Reglamento Nacional de Edificaciones (Obras de Saneamiento).

Considerando el tipo de población, clima y costumbres de los pobladores se recomienda una dotación de 150 Lt/hab/día; de acuerdo a la siguiente fórmula se determinó el caudal de diseño:

$$Q_p = \frac{V_c}{86400} = \frac{P_d \cdot D}{86400} \dots \dots \dots (2)$$

Dónde:

Q_p = Consumo Promedio diario Anual

V_c = Volumen de Consumo

P_d = Diseño

$$Q_{md} = Q_p * K_1 \dots \dots \dots (3)$$

Dónde:

Q_{md} = Caudal Máximo Diario

Q_p = Caudal Promedio Diario Anual

K_1 = Coeficiente del día de mayor consumo = 1.3

$$Q_{mh} = Q_p * K_2 \dots \dots \dots (4)$$

Dónde:

Q_{mh} = Caudal Máximo Horario

Q_p = Caudal Promedio Diario Anual

K_2 = Coeficiente de la hora de mayor consumo = 2.0

Variaciones de Consumo

Los consumos de agua de una localidad muestran variaciones estaciones, mensuales, diarias y horarias. Se sabe que, en épocas de lluvias, las comunidades demandan menores cantidades de agua que en épocas de sequía. Asimismo, durante una semana cualquiera observamos que, en forma cíclica, ocurren días de máximo consumo (Lunes) y días de mínimo consumo (Domingo).

Variación Diaria

Las variaciones diarias máximas o mínimas, son determinadas por el clima de una región, así como, por la actividad doméstica e industrial.

Según el Reglamento Nacional de Edificaciones recomienda el máximo anual de la demanda diaria como K1 valores entre 1.20 y 1.50, siendo recomendable utilizar K1 = 1.30.

Variación Horaria

Existe máximo de estación durante el calor y la sequía del verano, cuando se consume grandes volúmenes de agua para refrescar al hombre y a sus animales domésticos, regar prados y jardines. Ocurren máximos de estación durante el frío extremo en el invierno: Cuando se deja correr agua al drenaje.

Se cuantifica por K0

$$0 < K0 < 0.12$$

$$K0 = \frac{0.12(T_{m\acute{a}x} - T_e)}{T_{m\acute{a}x} - T_{m\acute{i}n}} \dots\dots\dots(5)$$

Dónde:

Tmáx = Temperatura Máxima del mes.

Te = Temperatura en Estudio (Promedio de 12 meses)

Variación Anual

Denominado coeficiente de Resistencia Hidráulica y está en función de la intensidad de precipitaciones pluviales de ciclos hidrólogos de la cuenca. Se cuantifica como Cr.

$$1.0 < Cr < 1.30$$

Demanda Contra Incendio

Para habilitaciones urbanas en poblaciones menores de 10 000 habitantes, no se considerará demanda contra incendio.

Fuentes de Abastecimiento

Las fuentes de agua constituyen el elemento primordial en el diseño de un sistema de abastecimiento de agua potable y antes de dar cualquier paso, es necesario definir la ubicación y naturaleza de la fuente de abastecimiento, así como la topografía del terreno, se consideran dos sistemas: Los de gravedad y los de bombeo.

Las fuentes de agua pueden ser:

Agua Superficiales

Las aguas superficiales están constituidas por los arroyos, ríos, lagos, etc. Que discurren naturalmente en la superficie terrestre. Para su utilización es necesario contar con información detallada y completa que permita visualizar su estado sanitario, caudales disponibles y calidad físico-química y bacteriológica.

Aguas Subterráneas

Parte de la precipitación en la cuenca se infiltra en el suelo hasta la zona de saturación, formando así las aguas subterráneas. La explotación de éstas dependerá de las características hidrológicas y de la formación geológica del acuífero. La captación de aguas subterráneas se puede realizar a través de manantiales, pozos (excavados y tubulares) y galerías filtrantes.

Aforo de seguridad

El aforo de seguridad de la fuente será el caudal mínimo que la fuente puede asegurar durante la temporada de sequía. El aforo de seguridad es el caudal de agua que se puede esperar que la fuente lleve todo el año; éste es el caudal que se utiliza al diseñar los sistemas del agua, aunque la medición de la fuente se efectuó en la época de mayor sequía debe consultárseles a los comuneros para determinar con la mayor precisión posible cual es el aforo mínimo de la fuente. Si los caudales de agua son críticos, las mediciones deberán repetirse durante la época de sequía o deberán seleccionarse fuente de reservas.

Captación

La captación tipo barraje será de concreto armado, la cual captará agua desde la fuente denominada “Pucayacu” (39.60 lts/s caudal de Pucayacu – Fuente: Municipalidad Distrital de La Banda de Shilcayo), que abastecerá ampliamente la demanda de toda la población para el periodo de diseño, que estima que el caudal en el año 2037 será de 31.40 lts/s.

Tabla 1.04

Datos Técnicos – Coordenadas utms wgs-84 y área requerida captación.

Captación Pucayacu						
	Cota captación	552.80 msnm.	Perímetro	80.00 m.	Área	400.00 m ²
N°	Lados	Este	Norte	Distancia	Descripción	
1	1-2	359163.22	9281425.22	20.00	V	
2	2-3	359181.24	9281433.90	20.00	V	
3	3-4	359172.56	9281451.92	20.00	V	
4	4-1	359154.54	9281443.23	20.00	V	

Fuente: Municipalidad Distrital de La Banda de Shilcayo

Elegida la fuente de agua e identificada como el primer punto del sistema de agua potable, en el lugar del afloramiento se construye una estructura de captación que permita recolectar el agua, para que luego pueda ser conducido mediante tuberías de conducción hacia la planta de tratamiento y posteriormente al reservorio.

La captación se hará mediante bocatomas con estaciones de bombeo. Si la fuente es superficial, el punto de captación se elige aguas arriba de la población, protegida contra efectos dinámicos, teniendo en cuenta sus niveles máximos y mínimos, regularidad del cauce del río y que el agua debe tener un mínimo de impurezas.

Los trabajos de captación no se deben construir cerca de hondonadas y recodos, ni en puntos donde se tenga por encima un terreno inestable que se pueda acarrear un deslizamiento de tierra. Para la construcción de una captación es necesario incorporar características de diseño estándar que permitan un control adecuado de agua, oportunidad de sedimentación y prevención de una futura contaminación.

El número de posibles formas de diseño de una captación para una fuente determinada, son infinitas, influenciado por factores como, material disponible, caudal de fuente, nivel de creciente, estabilidad de suelo, topografía de la zona, etc.

Barraje

Es conveniente, antes de comenzar a detallar los criterios más difundidos sobre diseño de bocatomas, precisar sobre la necesidad, tipos y partes que componen la bocatoma. Es común

que los terrenos potencialmente a ser irrigados en un valle, se encuentran a considerable distancia del cauce del río de donde se pretende obtener el agua, o en algunos casos se trate de terrenos de cota relativamente alta con respecto al nivel del agua en el río. En consecuencia es necesario remontar el río con la finalidad de encontrar un lugar apropiado topográficamente que permita el riego de dichos terrenos, situación no siempre fácil de encontrar, ya que podría ser que topográficamente sea factible, pero que geológicamente o de facilidad constructiva no sea lo apropiado; por lo que a veces es necesario formar la carga hidráulica mediante la construcción de una presa de derivación que permita elevar el nivel de la superficie del agua en el río a fin de que sea posible captar parte del caudal del río en forma oportuna y eficiente. (Ver *Figura 1.04*)

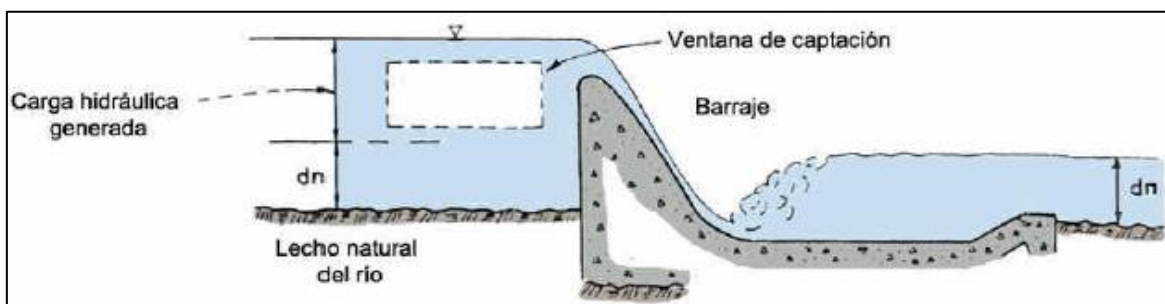


Figura 1.04: Carga Hidráulica para la captación.

Fuente: Diseño de bocatomas – Ing. Alfredo Mansen Valderrama.

Forma de la Cresta del Barraje Vertedero

Es recomendable dar formas a la cresta de modo tal que eviten la presencia de presiones negativas que podrían generar erosión causando daños al concreto. Es conveniente aplicar la fórmula del W.E.S. (U.S. Army Engineers, Waterways Experiment Station) para el dimensionamiento preliminar, pero, es recomendable dar un poco de robustez debido a que por lo general las fórmulas dan secciones muy esbeltas y fáciles de ser dañadas por la erosión del río (ver figura 1.05)

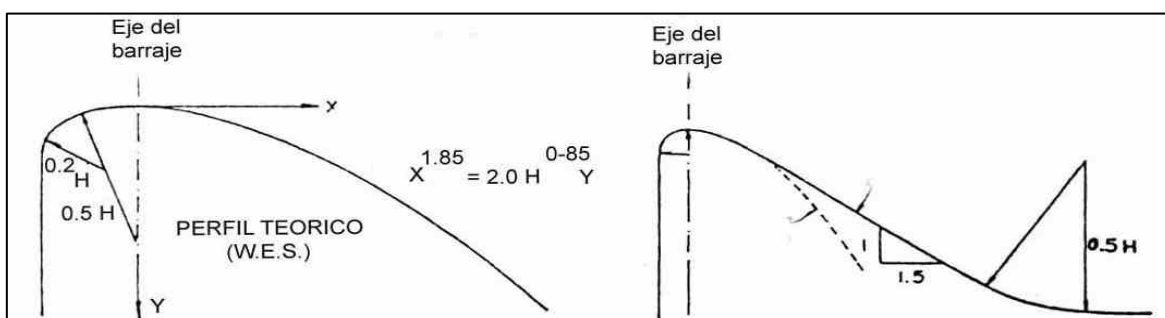


Figura 1.05: Forma de cresta de Barraje.

Fuente: Diseño de bocatomas – Ing. Alfredo Mansen Valderrama.

La sección de barraje vertedero deberá ir tomando forma para resistir a las solicitaciones de las fuerzas debido a la presión del agua, efectos sísmicos, empuje de tierras y subpresión.

El barraje es la estructura capaz de soportar las fuerzas producidas por la presión del agua en las máximas avenidas y de levantar las aguas hasta la ventana de captación en tiempos de máxima sequía.

Los conceptos básicos importantes que se deben tener en cuenta al diseñar el barraje, son los siguientes:

Cuando el agua regresa a su nivel máximo de creciente, no debe inundar el terreno circundante.

El exceso de agua se puede manejar efectivamente, sin causar erosión ni colapso de las estructuras o riberas de las quebradas.

La construcción del barraje debe garantizar que el nivel de agua en épocas mínimas sea permanente.

Para el dimensionamiento de un barraje se tiene que tomar en cuenta los diversos elementos como el caudal de la quebrada, la forma de las paredes laterales, el nivel de agua con respecto al terreno y el tipo de resalto hidráulico.

Altura del Barraje Vvertedero

La altura del barraje vertedero está orientada a elevar o mantener un nivel de agua en el río, de modo que, se pueda derivar un caudal hacia el canal principal o canal de derivación. También debe permitir el paso de agua excedente por encima de su cresta. Es lógico que el nivel de la cresta dará la carga suficiente para derivar el caudal diseñado para irrigar las tierras servidas por la bocatoma.

De acuerdo a la figura 1.05 se puede definir que la cota C_c de la cresta del barraje vertedero será:

$$C_c = C_o + h_o + h + 0.20 \text{ m}$$

Donde

C_o : cota del lecho detrás del barraje vertedero (del plano topográfico)

h_o : altura necesaria para evitar el ingreso de material de arrastre (se recomienda $h_o \geq 0.60$ m).

h : altura que necesita la ventana de captación para poder captar el caudal de derivación Q_d (asumir que funciona como vertedero.) 20m. sumando de seguridad con el fin de corregir efectos de oleaje y de coeficientes de la fórmula, pudiendo ser mayor de ser posible.

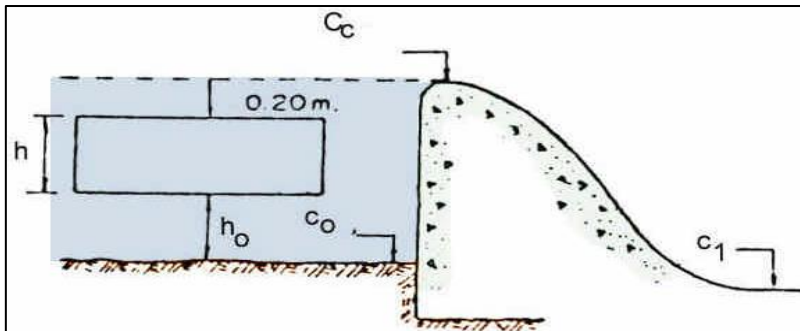


Figura 1.06: Definición de altura de barraje

Fuente: Diseño de bocatomas – Ing. Alfredo Mansen Valderrama.

Sedimentador

El agua procedente de los riachuelos o quebradas contiene normalmente partículas en suspensión, ya que la turbulencia de los caudales puede remover la arcilla, limo, arena e incluso pequeñas piezas de grava. Tales partículas transportadas en el flujo pueden dar al agua una apariencia sucia y un sabor poco gustoso.

La sedimentación es el proceso de separación de una o un conjunto de partículas que se encuentran en suspensión en un fluido. Las partículas no cambian de características durante el proceso de sedimentación.

El Sedimentador rectangular de flujo horizontal consta de:

Zona de entrada

Constituida por una estructura, hidráulica de transición, que permite una distribución uniforme del flujo dentro del sedimentador. Esta estructura está constituida por una pantalla con perforaciones (cortina de distribución).

Zona de sedimentación

Consta de una superficie inclinada en el fondo de la estructura, para que sedimenten las partículas.

Zona de salida

Constituida por un tubo con perforaciones que tienen la finalidad de recolectar el efluente sin perturbar la sedimentación de las partículas depositadas.

Zona de recolección de lodos

Constituida con una toba con capacidad para depositar los lodos sedimentados y una tubería y válvula para su evacuación periódica.

Velocidad de Sedimentación

De acuerdo a la Guía de Diseño de Plantas de Filtración lenta para el medio rural del Centro Panamericano de Ingeniería Sanitaria y Ciencias del Ambiente – CEPIS, tenemos; la velocidad de asentamiento de las partículas se puede determinar de acuerdo a las siguientes expresiones:

Cuando las partículas de arena a sedimentar se encuentran en tamaños comprendidos entre 0.01 y 0.1 cm, se utiliza la fórmula de Allen para el cálculo de la velocidad de sedimentación:

$$V_s = \left(\frac{0.22 p_s - p * g^{2/3}}{p} \right) \left(\frac{d}{(\mu/p)^{1/3}} \right) \dots \dots \dots (6)$$

Cuando el tamaño de las partículas de arena es superior a 1.0 cm, se utilizará para el cálculo de la velocidad de sedimentación la fórmula de Newton:

$$V_s = 1.82 \sqrt{d * g \frac{p_s - p}{p}} \dots \dots \dots (7)$$

Solo cuando se tengan partículas de arena muy fina de tamaño menor a 0.01 cm, se utilizará para el cálculo de la velocidad de sedimentación la fórmula de Stokes:

$$V_s = \frac{1}{18} g \frac{\delta_s - \delta}{\mu} d^2 \dots \dots \dots (8)$$

Siendo:

D = Diámetro de la arena (cm)

U = Viscosidad del agua

δ_s = Densidad de la arena

δ = Densidad del agua

g = Aceleración de la gravedad

Filtro Lento

Según Reyna (2008) La filtración lenta es un proceso de purificación del agua que consiste en hacerla pasar a través del hecho poroso de un medio filtrante. Durante este proceso, la calidad del agua mejora considerablemente por la reducción del número de microorganismos (bacterias, virus, quistes), eliminación de materias en suspensión y de material coloidal.

Descripción del Filtro Lento: Por lo general, la sustancia porosa del lecho filtrante en el campo de abastecimiento de agua potable, es usar lechos de material granular; en particular se usa arena por ser barata, inerte, durable, ampliamente disponible y por dar excelentes resultados.

Básicamente, una unidad de filtración lenta consta de un tanque que contiene una capa sobrenadante de agua cruda, de un lecho de arena filtrante, de un sistema de drenaje y de un juego de dispositivos de regulación y control del filtro.

La capa de agua sobrenadante sirve para dos propósitos:

Proporciona una capa de agua suficiente para hacer que el agua cruda pase a través del lecho del medio filtrante.

Origina un tiempo de retención de varias horas del agua cruda a ser tratada, periodo durante el cual las partículas pueden sedimentar. Normalmente la altura de la capa sobrenadante es de un metro y es práctica normal mantener en nivel a una altura constante, debiendo guardar un borde libre de entre 0.20 a 0.30 m.

Lecho del medio Filtrante

El medio filtrante debe estar compuesto por material granular, inerte y durable. Normalmente se usa arena exenta de arcilla y de preferencia libre de materia orgánica.

Sistema de drenaje

El sistema de drenaje puede tener diversas configuraciones: drenes principales y laterales contruidos de tuberías perforadas o separadas, bloques o ladrillos de concreto, etc. El sistema de drenes permite un paso libre para la recolección del agua tratada y da soporte al medio filtrante, de modo que se asegura una velocidad de filtración uniforme sobre todo el área del filtro.

Dispositivos de regulación y control del filtro

Normalmente se utilizan las siguientes soluciones:

Entrada de agua cruda al tanque de filtro de agua sobrenadante hasta un nivel constante.

Eliminación del exceso del agua y de la nata por medio de un vertedero de derrame o de rebose.

Drenaje del agua sobrenadante antes de efectuar la limpieza del filtro.

Drenaje del agua en la capa superior del lecho filtrante.

Medida del caudal del agua efluente por medio de un dispositivo calibrado de medición de caudal.

Regulación de la velocidad de filtración.

Ingreso de agua limpia para llenar en forma ascendente el lecho filtrante después de efectuar la limpieza del filtro.

Dispositivo de prevención de presiones negativas en el lecho filtrante.

Descarga del agua tratada al tanque de almacenamiento o al desagüe.

Recomendaciones de Diseño

A continuación, se resumen los criterios de diseño recomendados para un filtro lento modificado, relacionados con el medio filtrante, capa soporte, sistema de drenaje, caja de filtro, controles e instalaciones accesorias.

Medio filtrante

Debe estar compuesto por granos de arena duros y redondeados, de preferencia, libres de arcilla y materia orgánica.

La arena deba lavarse, procedimiento con el que también se eliminan los granos más finos disminuyendo el coeficiente de uniformidad y elevado el diámetro promedio de los granos.

Idealmente, el diámetro efectivo de la arena (d₁₀) debe ser lo suficientemente pequeño para asegurar un efluente de buena calidad y para no prevenir que la materia orgánica penetre a tal profundidad que no sea posible retirarla mediante el raspado de la superficie.

Se recomienda un diámetro mínimo de 0.10 mm para tratar aguas claras con alto contenido bacteriológico. Para aguas muy turbias, en cambio, se recomienda un diámetro efectivo de 0.40 mm.

El espesor del lecho filtrante ideal debe determinarse experimentalmente en cada caso. Sin embargo, existe un espesor mínimo para garantizar el funcionamiento que es el orden de 0.70 m, y teniendo en cuenta que en 5 años de funcionamiento se retiren 0.50 m, de arena mediante los raspados sucesivos, se recomienda usar una altura de diseño de 1.20 a 1.40 m.

Se recomienda un coeficiente de uniformidad (CU) menor de 3, para que los polos sean los bastantes regulares que aseguren una buena porosidad. Lo ideal es diseñar en un rango de 1.80 a 2.00 m, normalmente 1.50, por problemas económicos.

Capa Soporte

Constituida por grava graduada con especificaciones similares a las aplicadas al medio filtrante. Las piedras deben ser duras y redondeadas, con un peso específico de por lo menos 2.5, libre de arena, limo y materia orgánica. De ser posible, debe lavarse para asegurar su limpieza. No se debe perder más del 5% de su peso al sumergirla por 24 horas en ácido clorhídrico.

Su función es evitar que se pierda el material a través del drenaje y asegurar así una abstracción uniforme del agua filtrada, sobre todo cuando se ha previsto un número limitado de drenes.

La capa de grava debe diseñarse teniendo en cuenta dos valores límites: El tamaño de los granos de arena en contacto con ésta, para decidir el diámetro de la grava más fina, y las características del drenaje para seleccionar el tamaño de la más gruesa.

Teniendo en cuenta los criterios recomendados por Huisman, se ha hecho un estudio de los diámetros y alturas de las capas de las gravas para un rango de arena cuyos diámetros efectivos (d₁₀) varían entre 0.10 y 0.40 mm, que son límites máximos empleados en un filtro lento.

En Tabla 1.04: se muestran los resultados de este estudio indicando para cada capa un rango mínimo para arenas finas y un rango máximo para arenas gruesas.

Tabla 1.05

Granulometría de capa de soporte.

CAPAS	DIÁMETROS (mm)		ALTURAS (cm)
	Mínimos	Máximos	
1	0.5-2.0	1.5-4.0	5

2	2.0-2.5	4.0-15.0	5
3	5.0-20.0	10.0-40.0	10

Fuente: Jimenez, J (s.f.) Manual para el diseño de sistemas de agua potable y alcantarillado sanitario.

Drenaje

La recolección del agua filtrada se efectúa mediante el sistema de drenaje, el cual puede estar conformado por drenes, o por ladrillos de construcción.

Los tubos de drenaje están compuestos de un dren principal y de ramificaciones o drenes laterales a partir de la salida de agua filtrada.

Los drenes laterales se unirán al principal mediante Tees o Cruces y podrán ser de concreto, de cerámica o PVC.

Los drenes laterales se instalarán dejando juntas abiertas de 2 cm o serán orificios de 2 a 4 mm de diámetro, separados entre sí de 0.10 a 0.30 m y dispuestos en la parte inferior de los drenes.

La separación entre los drenes laterales sería de 1/16 de su longitud o como máximo de 2.5 m, con respecto a la pared, se considerará una separación de 1/32 de su longitud o como máximo de 1.25 m.

El dimensionamiento de los drenes se efectuará con el criterio de que la velocidad límite en cualquier punto de estos no sobrepase de 0.30 m/s.

La pérdida de carga producida por los drenes, no debe exceder de un 10% (5 – 15% como límites máximos) de la pérdida de carga del medio filtrante, cuando la arena está limpia y su altura es mínima (después de sucesivos raspados), debiendo estimarse la pérdida mediante la siguiente estación:

$$h = 0.33 * \frac{\lambda_1}{d_h} * \frac{V^2}{2g} \dots \dots \dots (9)$$

Siendo:

λ = Coeficiente de fricción de Colebrook

d_h = Diámetro Hidráulico

V = Velocidad en el dren

$$d_h = 4 * \frac{Ad}{P} \dots \dots \dots (10)$$

Cuando se diseñan drenajes de ladrillo de construcción, éstos deberán asentarse con un mortero cuando los filtros estén localizados en zonas sísmicas. En caso contrario, se pueden acomodar simplemente formando canales.

Los ladrillos que cubren los canales, irán superpuestos dejando ranuras de 2 cm. para que pase el agua filtrada. Las pérdidas de carga que se producen con este sistema son tan pequeñas que no se toman en cuenta en el cálculo.

Caja de Filtro

Se deberán diseñar por lo menos 2 unidades (N) funcionando en paralelo, cuando la población sea menor de 2,000 habitantes. Sin embargo, esto realmente está supeditado a la velocidad de filtración con la que se van a operar los filtros, y al área máxima factible de darle mantenimiento por métodos manuales en menos velocidad de diseño. Con velocidades bajas, del orden de 0.10 m/h, se podrán considerar dos unidades y tres cuando esta se igual o mayor 0.30 m/h.

La superficie de cada unidad está en función de la velocidad de filtración (VF), del cual caudal (Q) de número de horas de funcionamiento continuo de la unidad (turnos), y del número de unidades.

$$A_s = \frac{Q \cdot CI}{N \cdot V_F} \dots \dots \dots (11)$$

Donde (CI) es un coeficiente que depende del número de turno (8 hora cada uno) al día en que se vaya a operar la unidad.

Tabla 1.06

Valores del coeficiente CI

TURNOS	CI
1	-3
2	1.5
3	1

Fuente: Jiménez, J (s.f.) Manual para el diseño de sistemas de agua potable y alcantarillado sanitario.

Las dimensiones del filtro, largo (B) y ancho (A), se seleccionarán de acuerdo al siguiente criterio.

$$A = \sqrt{A_s / K}; B = \sqrt{A_s * K} \dots \dots \dots (12)$$

Donde (K) es la relación de mínimo costo que depende del número de unidades (N) según la relación.

$$K = \frac{2N}{N+1} \dots \dots \dots (13)$$

Siendo:

A = Ancho del filtro (m)

As = Es igual al área de filtración (m²)

B = Es igual a longitud del filtro (m)

CI = Es igual al coeficiente que depende de los periodos operacionales del filtro.

Q = Caudal de diseño (m³/h)

N = Número de filtros

Vf = Velocidad de filtración (m/h)

Lo recomendable sería que la velocidad de filtración a ser adoptada se determine mediante ensayos en filtros piloto, durante un periodo superior al necesario, a fin de que se den todas las variaciones de calidad de agua esperadas. Se podrán considerar velocidades mayores a medida que se vayan considerando procesos similares preliminares al filtro.

Tabla 1.07

Velocidades de filtración.

Procesos	VF (m/h)
Filtración lenta -	0.10 - 0.20
Sedimentación o filtración lenta pre-filtración +	0.15 - 0.30
Sedimentación pre-filtración + Filtración lenta	0.30 - 0.50

Fuente: Souza del Á. (2003) Tesis ampliación de redes de agua potable y alcantarillado de IV Sector del Pueblo Joven Nuevo San Lorenzo en el distrito de José Leonardo Ortiz.

La altura del agua sobre el techo filtrante podrá variar entre 1.00 y 1.50 m, siendo la altura máxima admisible de 2.00 m.

Se deberá considerar un ingreso adicional por el fondo de la unidad, para efectuar el llenado del filtro. Este ingreso se conecta con la cámara de agua filtrada.

Las paredes interiores de la caja, en el tramo ocupado por el lecho filtrante, deberán presentar un acabado rugoso que impida la producción de cortocircuitos.

La altura total de la caja de filtro no debe exceder de 4.00 m, porque se encarece totalmente el costo del sistema.

Estructura de ingreso

Cuando no se tengan procesos anteriores al filtro lento, se deberá considerar una caja de ingreso. En caso contrario, la caja irá ubicada antes del primer proceso considerado.

La distribución a los filtros se efectúa mediante un canal en el cual se ubican compuertas manuales para poder aislar completamente la unidad, mientras la otra sigue funcionando.

El ingreso a la caja del filtro se efectuará mediante un vertedero rectangular tan largo como sea factible. Si el vertedero de ingreso es angosto, se colocará una losa de concreto removible para evitar excoriaciones en la superficie del lecho filtrante.

Estructuras de Salida y Control del Filtro

El control del filtro se efectuará mediante una serie de vertederos incluidos en la estructura.

El nivel mínimo de filtros se controla mediante vertedero de salida, cuyo nivel deberá ser igual o mayor (0.10 – 0.20 mm) que el nivel del lecho filtrante. Este control tiene la finalidad de proteger la película biológica y evitar la proliferación excesiva de algas al producirse una descarga accidental del lecho durante la operación, al igual que para evitar la formación de presiones negativas. Este vertedero estará dotado de una compuerta, cual permanecerá cerrada durante el periodo de maduración del filtro, evacuándose el efluente del desagüe.

En la caja del vertedero de salida de cada filtro se deberá considerar una abertura rectangular para eliminar el filtrado adicional, ubicado a 0.10 m sobre el nivel del vertedero de salida.

Las cajas de salida de los filtros están interconectadas mediante una válvula o compuerta que facilite el llenado ascendente de la unidad de agua filtrada.

El control del nivel máximo dentro de la caja de filtro se efectúa mediante un vertedero de alivio. El filtro llega a su máxima pérdida de carga al alcanzar el nivel máximo. En ese momento el agua de la capa sobrenadante empieza a rebosar por el aliviadero hacia la cámara de desagües.

Cada filtro cuenta con una cámara de desagüe la cual se comunica con la respectiva cámara de salida, mediante una válvula o compuerta. Las cámaras pueden intercomunicarse por un ducto debajo de la cámara de agua tratada, para disponer en forma conjunta.

Instalaciones de Accesorios

Se deberá considerar una plataforma (losa o terraza) colindante con los filtros, que facilite la operación de limpieza del filtro y el lavado de arena.

Se deberá considerar un tecla o sistema similar para sacar o meter la arena al filtro.

Deberá prever una unidad para lavar la arena que se ha retirado de los filtros. Podrá utilizarse para este fin un cilindro de metal o un tanque de concreto, dotado de rebose, descarga de fondo y entrada de agua clara.

La arena retirada de los filtros deberá acumularse apropiadamente en un depósito o recipiente con una capacidad (c) para la altura de 0.50 m de arena proveniente de las unidades de funcionamiento.

$$C = 0.5N * (A * B) \dots\dots\dots(14)$$

Se deberán cercar las instalaciones para evitar el ingreso de animales y niños.

Tabla 1.08

Criterios de diseño para filtros lentos.

Parámetros	Valores	Símbolos
Velocidad de Filtración (m/h)	0.10 - 0.20	VS
Área máxima de cada unidad (m ²)	10 - 100	QC/VF
Número mínimo de Unidades	2	N
Borde Libre (m)	0.20 - 0.30	HI
Capa de Agua	1.0 - 1.5	H2
Altura del Lecho Filtrante (m)	1.20 - 1.40	H3
Granulometría del Lecho	0.15 - 0.35 mm	DIO
	1.8 - 2.0	CU
Altura de la capa de soporte	0.20 - 0.30	H4
Altura del drenaje (m)	0.30 - 0.50	H5

Fuente: Centro Panamericano de Ingeniería Sanitaria y Ciencias del Ambiente (CEPIS)

Reservorio

La importancia del reservorio radica en garantizar el funcionamiento hidráulico del sistema y mantenimiento de un servicio existente, en función a las necesidades de agua proyectada y el rendimiento admisible de la fuente.

Consideraciones Básicas

Los aspectos más importantes a considerarse el diseño son la capacidad, ubicación y tipo de reservorio.

Los primeros se basan en la determinación de la “curva de masa” o de “consumo integral”, considerando los consumos acumulados; para los métodos analíticos, se debe disponer de los datos de consumo por horas y del caudal disponible de la fuente, que, por lo general es equivalente al consumo promedio diario.

En la mayoría de las poblaciones rurales no se cuenta con información que permita utilizar los métodos analíticos mencionados, pero sí podemos estimar el consumo medio diario anual. En base a esta información se calcula el volumen de almacenamiento de acuerdo a las Normas del Ministerio de Salud.

Para los proyectos de agua potable por gravedad, el Ministerio de Salud recomienda una capacidad de regulación del reservorio del 25 al 30% del volumen del Caudal de máximo diario (Qmd).

El tipo de reservorio elegido es el apoyado de forma cuadrada, el mismo que se encuentra construido sobre una superficie rocosa, debido al cual no se presentan los estudios de los suelos respectivos para tal fin.

Se recomiendan valores de velocidad mínima de 0.60 m/s y máxima de 3.0 m/s. Si se tiene velocidades menores que la mínima, se representarán fenómenos de sedimentación; y con velocidades muy altas, se producirá el deterioro de los accesorios y tuberías.

En las Normas del Ministerio de Salud se establece que el diámetro mínimo a utilizar en la red, será aquel que satisfaga las condiciones hidráulicas que garanticen las presiones mínimas de reservorio en la red y su capacidad deberá ser tal que pueda absorber en el futuro la instalación de conexiones domiciliarias, el diámetro mínimo recomendado es de 3/4. Las válvulas, según estas normas mencionadas, se deben ubicar para aislar tramos no mayores de 300 m, o en lugares que garanticen el buen funcionamiento del sistema y permitan interrupciones para realizar las ampliaciones y reparaciones en la red.

Criterio de Diseño de las redes de distribución

Las presiones en la red deben satisfacer ciertas condiciones mínimas y máximas para las diferentes situaciones de análisis que pueden ocurrir. Debe mantener presiones de servicio mínimo tal que sean suficientes para llevar agua al interior de la vivienda y presiones máximas tales que no provoquen daños, en las conexiones y que permitan el servicio sin mayores inconvenientes de uso. El R.N.E. establece presiones máximas de 50 m y mínimas

de 15 m de columna de agua respectivamente para el sistema de circulación cerrado o en malla y 5 m de presión mínima en el sistema de circulación abierta a través de piletas.

Las recomendaciones dadas por las normas para proyectos de agua potable en el R.N.E.

Dado que las tuberías de la red de análisis son de servicio, además la magnitud del caudal de diseño y la calidad del agua que es previamente sedimentada, siendo éste el requisito limitante, que puede aceptar velocidades menores a la estipulada, ya que, cumpliendo con la disposición de presión mínima se asegura la salida de agua para las conexiones domiciliarias. Desear obtener velocidades superiores o iguales a 0.60 m/seg, produciría una sectorización de la red con implicaciones económicas desfavorables a la población usuaria.

Caudal de Diseño

Las cantidades de agua estarán definidas por los consumos, estimados en base a dotaciones de agua.

Sin embargo, el análisis de la red debe contemplar las condiciones más desfavorables, lo cual hace pensar en la aplicación de los factores K1 y K2 para las condiciones de consumo máximo horario y la estimación de la demanda contra incendio, dependiendo de la ciudad y de la zonificación de la zona de estudio. Los gastos de entrada se irán a través de la tubería de alimentación (tubo de aducción), del reservorio de almacenamiento hasta la red troncal.

Sistema de Tuberías

El sistema de tuberías en la red de conducción está conformado por:

Línea de aducción

Son las tuberías que van desde el reservorio de almacenamiento a la zona de servicio.

Tuberías Troncales

Red principal de distribución debiendo en lo posible formar circuitos cerrados. Se instalarán a distancias de 400 m a 600 m entre ellos.

Tuberías de Servicio

Son las tuberías que están conectados a los troncales y dan servicio local a los predios, conformando la malla del sistema de distribución.

Tipo Ramificado

Constituido por un ramal troncal y una serie de ramificaciones o ramales que pueden construir pequeñas mallas, o constituidos por ramales ciegos, este tipo es también llamado espina de pescado.

Tipo Mallado

Redes constituidas por tuberías interconectadas formando mallas. Es el tipo más conveniente, se tratará de lograrse mediante la interconexión de las tuberías al fin de crear un circuito cerrado que permita un servicio más eficiente y permanente. En el trazado de las mallas mediante las tuberías principales se tomará en cuenta el posible crecimiento de la ciudad o zona de expansión futura.

Ubicación de las tuberías.

Según el Reglamento Nacional de Edificaciones (2009):

Deben proyectarse a 0.80 m, de profundidad mínima sobre la clave del tubo.

En calles de hasta 20 m, de ancho se proyectará la tubería de agua potable a un lado de la calzada preferentemente en el de mayor cota de terreno.

En calles de hasta 20 m, de ancho se proyectarán tuberías de agua potable a cada lado de la calzada salvo el caso en que el reducido número de conexiones posibles, justifique una sola tubería.

Cálculo Hidráulico

Línea de Aducción

Esta línea puede ser por gravedad y comprende desde el reservorio hasta la red principal de servicio.

Para el diseño de línea de aducción por gravedad deben tenerse en cuenta, los siguientes criterios:

Carga disponible o diferencia de elevación.

Capacidad para transportar el gasto máximo diario.

Clase de tubería capaz de soportar las presiones hidrostáticas y en función del material que la naturaleza del terreno exige; necesidad de excavación para colocar tubería enterrada o por el contrario dificultades o excavaciones antieconómicas que impongan el uso de tuberías sobre soportes.

Diámetros:

Para el cálculo de la clase de tuberías capaz de soportar las presiones hidrostáticas máximas que ocurren en la línea.

Cálculo de Diámetros.

Para la determinación de los diámetros habrá que tomar en cuenta las diferentes posibles soluciones estudiando diversas alternativas bajo el punto de vista económico.

La aplicación de la fórmula de Hazen & Williams permitirá la combinación de diámetros expresados de la siguiente manera:

$$H_f = \Delta H = \alpha_1 * XQ^2 + \alpha_2 (L' - X) Q^2 \dots\dots\dots(15)$$

Dónde:

H_f = Pérdida de carga en metros

α_1 = El coeficiente correspondiente al diámetro 1 (Φ_1)

α_2 = El coeficiente correspondiente al diámetro 2 (Φ_2)

X = Distancia correspondiente al diámetro Φ_1 , en metros

Q = Caudal de diseño en Litros/segundo

ΔH = Diferencia de elevación entre los dos puntos en metros

L = Longitud de la tubería en metros

L' = Longitud de la tubería afectada en 5% por pérdidas de turbulencia (1.50L)

Redes Troncales

Para la red troncal se ha adoptado el sistema cerrado la misma que son aquellas redes constituidas por tuberías interconectadas formando mallas. Este tipo de red es el más conveniente y tratará de lograrse mediante la interconexión de tuberías, a fin de crear un circuito cerrado que permita un servicio más eficiente y permanente.

Estimación de Caudales

Para el dimensionamiento de nuestra red, tratamos de encontrar los gastos de circulación para cada tramo basándose en algunas hipótesis de cálculos tendientes a determinar los gastos por cada nudo.

Estimaremos dicho caudal del servicio del modo siguiente:

Para cada tramo de la red se especificará un área de influencia, a la cual suponemos que abastecerá:

Método de la Bisectriz

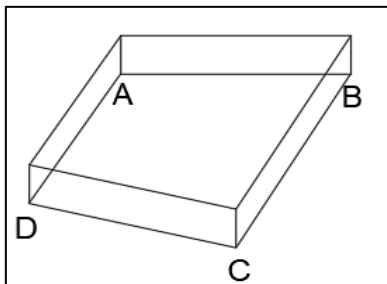
El caudal del servicio aportado por todas las tuberías a lo largo de la troncal sale por el extremo aguas debajo de dicha troncal. El área de influencia para cada una se determinará trazando la bisectriz de cada uno de los ángulos en los nudos de ésta.

Cálculo de los Gastos reales

Según R.N.E. (2009) con los caudales y diámetros que se ha asumido en el procedimiento anterior, se procederá a los cálculos respectivos, para lo cual, se aplicará el Método de Hardy Cross, para un reajuste de los gastos en los tramos.

El método se basa en establecer un equilibrio de las pérdidas de carga, después de suponer una distribución de caudales en los circuitos de la red; en cualquier malla de tuberías se deben satisfacer las siguientes condiciones:

La suma algebraica de las pérdidas de carga alrededor de un circuito de ser.



$$hf_{BC} = E_B - E_C$$

$$hf_{CD} = E_C - E_D$$

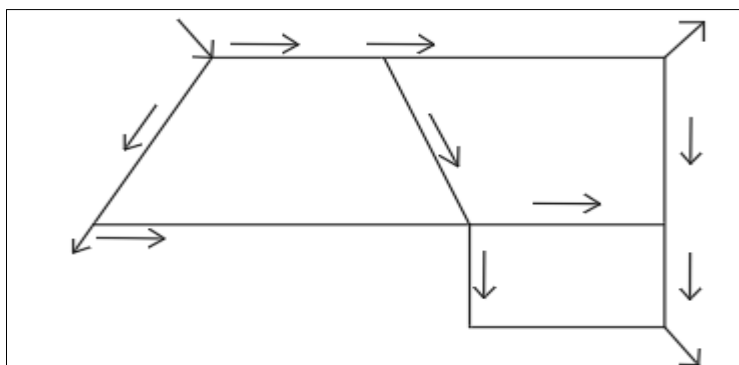
$$hf_{DA} = E_D - E_A$$

$$hf_{BA} = E_D - E_A$$

Figura 1.06.1: Movimiento de flujo en tuberías del sistema de agua potable

.Fuente: Capra, G: Guido (2005). Ingeniería Sanitaria Alcantarillado Sanitario y Pluvial.

El gasto o caudal que llega a cada nudo de la red debe ser igual al caudal que sale de él.



Nudo B

$$Q_B = Q_0 + Q_2$$

Nudo E

$$Q_E = Q_7 + Q_2$$

Figura 1.07: Dirección de flujo en tuberías del sistema de agua potable.

Fuente: Capra, G: Guido (2005). Ingeniería Sanitaria Alcantarillado Sanitario y Pluvial.

El caudal que ingresa a la red debe ser igual al caudal que sale de ella.

$$Q_B = Q_A + Q_D + Q_F + Q_G$$

Los caudales asignados deben ocasionar velocidades adecuadas a la especificación reglamentaria.

Para el cálculo se sigue el procedimiento:

Se asigna inicialmente la distribución de caudales para el sistema considerado, donde el gasto máximo horario (Q_{mh}) será distribuido en los tramos adoptándose un signo de acuerdo al sentido de flujo: positivo al que sigue al sentido horario y negativo en el sentido contrario. Con las pérdidas de carga por el tramo, se determina las razones de éste considerando el caudal en cada caso:

$$\Delta Q = \sum HFO \dots\dots\dots(16)$$

$$1.85 = \sum(hfo / Q_0)$$

Siendo ésta la corrección de caudales supuesta al inicio de cada iteración en los tramos.

En el tramo común, se considera la corrección correspondiente a cada circuito con el signo opuesto al circuito adjunto. Considerando los nuevos caudales, se procede a calcular la pérdida de carga por tramos hasta obtener una aproximación necesaria de los caudales de diseño de los tramos considerados de los circuitos.

$$Q_2 = Q_1 + \Delta Q$$

Caja del medidor

La caja del medidor puede ser una caja de concreto $f_c=140 \text{ kg/cm}^2$ y espesor mínimo de 0.50m.

Parámetros y Criterios de Diseño

Los parámetros de diseño definen el tamaño del sistema a ser construido y se han determinado para la demanda real del servicio por el impacto que éste representa en los costos de inversión y operación mantenimiento.

Los criterios de diseño definen los lineamientos referenciales para el desarrollo técnico del proyecto de agua potable de cada uno de sus componentes.

Línea de Conducción

Según R.N.E. (2009) Se denomina obras de conducción, a las estructuras que transportan el agua desde la captación hasta la planta de tratamiento o a un reservorio. La captación de esta estructura deberá conducir el caudal correspondiente al máximo anual de la demanda diaria.

El transporte del agua puede hacerse por varios tipos de conductores, los que pertenecen a dos grupos:

Conductos Abiertos: Canales enterrados, canales sobre la superficie del terreno, puentes canales.

Conductos Cerrados: Conductos por gravedad o canales enterrados, conductos a presión.

La línea de conducción de un sistema de abastecimiento de agua potable por gravedad es el conjunto de tuberías, válvulas, accesorios, estructuras y obras de arte encargados de la conducción del agua desde la captación hasta el reservorio, aprovechando la carga estática existente. Debe utilizarse al máximo la energía disponible para conducir el gasto deseado lo que, en la mayoría de los casos, nos llevará a la selección del diámetro mínimo que permita presiones iguales o menores a la resistencia física que el material de la tubería soporta.

Criterios de Diseño

Definido el perfil de la línea de conducción, es necesario considerar criterios de diseño, que permitan el planteamiento final en base a las siguientes consideraciones:

Carga Disponible

La carga disponible viene dada por la diferencia de elevación entre la obra de captación y el reservorio.

El gasto de diseño es el correspondiente al gasto máximo diario (Q_{md}), el que se estima considerando el caudal medio de la población para el periodo de diseño seleccionado (Q_m) y el factor K_1 día del máximo consumo.

Clases de Tuberías

Las clases de tuberías a seleccionarse estarán definidas por las máximas presiones que ocurran en la línea representado por la línea de carga estática. Para la selección se debe considerar una tubería que resista la presión más elevada que pueda producirse, ya que la presión máxima no ocurre bajo condiciones de operación, sino cuando se presenta la presión estática, al cerrar la válvula de control en la tubería.

En la mayoría de los proyectos de abastecimiento de agua potable para poblaciones rurales, se utilizan tuberías de P.V.C. este material tiene ventajas en relación a otro tipo de tubería: Es económico, flexible, durable, de poco peso y de fácil transporte e instalación.

Tabla 1.09

Clases de tuberías de P.V.C. y máxima presión de trabajo.

Clase	Presión máxima de prueba (m)	Presión máxima de trabajo (m)
5	50	35
7.5	75	50
10	105	70
15	150	100

Fuente: Roger Agüero Pittman.

Línea de Gradiente Hidráulica

La línea de gradiente hidráulica (LGH) indica la presión de agua a lo largo de la tubería bajo condiciones de operación. Cuando es positiva nos indica que hay suficiente energía para mover el flujo y cuando es negativa nos indica que no hay suficiente energía gravitacional para mover la cantidad de agua deseada, motivo suficiente para que la cantidad de agua no fluya.

Pérdida de Carga.

La pérdida de carga es el gasto de energía necesario para vencer las resistencias que se oponen al movimiento del fluido de un punto a otro en una sección de la tubería. Las pérdidas de carga pueden ser lineales o de fricción y singulares o locales. Las primeras son ocasionadas por la fuerza de rozamiento en la superficie de contacto entre el fluido y la tubería; y las segundas son producidas por las deformaciones del flujo, cambios en su movimiento y velocidad. Cuando las pérdidas de carga son más del 10% de las pérdidas de fricción influencia de éstas pérdidas locales.

Cálculo de la pérdida de carga en la línea de conducción, se utilizará la fórmula de Hazen & Williams una de las usadas, esta fórmula es únicamente válida para tuberías de flujo turbulento, con comportamiento rugoso y con diámetros mayores 2 pulgadas y velocidades que no exceden a 3 m/seg.

Criterios de Selección del Coeficiente

Siendo la fórmula de Hazen & Williams una de las más exactas, requiere para una aplicación provechosa un cuidado especial al adoptar el coeficiente C. La selección negligente de este coeficiente o la fijación de un valor invariable reduce mucho la presión que se puede esperar de la fórmula.

Para tubos de Hierro y acero el coeficiente C es una función del tiempo, de manera que el valor debe ser fijado teniendo en cuenta la vida útil que se espera para la tubería.

Lineamientos Básicos

En todo proceso constructivo, primeramente, debe primar la planificación de la obra según los componentes de la misma para así dar prioridad a las obras de mayor cuidado.

Tabla 1.10

Coeficiente de fricción "C" en fórmula de Hazen y Williams.

Tipo de tubería	C
Asbesto Cemento	140
Policloruro de Vinilo P.V.C.	140
Acero sin Costura	120
Acero soldado en espiral	100
Fierro Fundido	100
Fierro Corrugado	100
Fierro Galvanizado	100
PVC Unión Rieber - PAVCO - Flexible	150

Fuente: Obras de Saneamiento (R.N.E.)

Válvulas de Aire

Un atascamiento de aire es una burbuja grande de aire atrapado en la tubería, cuyo tamaño es tal que interfiere con el flujo de agua que atraviesa la sección.

Al principio cuando recién se construye o se después se drena para propósitos de mantenimiento, la tubería está “seca” quiere decir que todos los puntos de adentro están llenos de aire a presión atmosférica. Cuando se vuelve a llenar hay cierto segmento en que el aire no se puede escapar y queda atrapado, conforme aumenta la presión estas bolsas de aire se comprimen reduciendo la cantidad de energía disponible para mover el agua,

entonces el agua no llegará al punto de descarga deseado. Estas válvulas se colocan en los puntos altos donde existe cambio de pendiente.

Según R.N.E. (2009). En las líneas de conducción por gravedad y/o bombeo, se colocarán válvulas extractoras de aire cuando haya cambio de dirección en los tramos con pendientes positiva. En los tramos de pendiente uniforme se colocarán cada 2.0 km como máximo.

Si hubiera algún peligro de colapso de la tubería a causa del material de la misma y de las condiciones de trabajo, se colocarán válvulas de doble acción (admisión y expulsión).

El dimensionamiento de las válvulas se determinará en función del caudal, presión y diámetro de la tubería.

Válvulas de Purga

Después de cierto periodo de tiempo, las partículas en suspensión que son transportados en el flujo tenderán a asentarse particularmente en los puntos bajos de la tubería.

Se colocarán válvulas de purga en los puntos bajos teniendo en consideración la calidad del agua a conducirse y la modalidad de funcionamiento de la línea.

Las válvulas de purga se dimensionarán de acuerdo a la velocidad de drenaje.

Recomendaciones

Diámetro de Tubería	Diámetro de la Válvula de Purga
$\Phi < 4''$	Mismo diámetro de la tubería
$4'' < \Phi < 16''$	4''
$\Phi > 16''$	Φ de la tubería/4

MOHA

Tipo especial de niple, de diámetro exterior reducido a la del extremo rebajado de un tubo generalmente de 1.00 a 2.00 m, de longitud, que permite empalmar cualquier válvula o accesorio de una línea de agua.

NIPLE

Es un tubo que no cuenta con su longitud cumple la fabricación.

1.3.2. Marco Conceptual: terminología básica.

Absorción. Fijación y concentración selectiva de sólidos disueltos en el interior de un material sólido, por difusión. (R.N.E., 2014).

Acometida domiciliaria: Es el tramo de tubería que conduce las aguas desde la red de distribución hasta el interior de la vivienda. En este tramo de tubería se colocan los contadores o medidores que son equipos destinados a medir la cantidad de agua que se utiliza cada usuario y ésta puede ser medida volumétricamente o por el caudal.

Acuífero: Estrato subterráneo saturado de agua del cual ésta fluye fácilmente. (R.N.E., 2014).

Adsorción. Fenómeno fisicoquímico que consiste en la fijación de sustancias gaseosas, líquidas o moléculas libres disueltas en la superficie de un sólido. (R.N.E., 2014).

Afluente. Agua que entra a una unidad de tratamiento, o inicia una etapa, o el total de su proceso de tratamiento. (R.N.E., 2014).

Agua Potable. Agua apta para el consumo humano. (R.N.E., 2014).

Agua subterránea: Agua localizada en el sub-suelo y que generalmente requiere de excavación para su extracción. (R.N.E., 2014).

Bocatoma: Una bocatoma, también llamada captación, es una estructura hidráulica que está destinada a emanar desde unos cursos de agua, ya sean ríos, arroyos, o canales, así también como desde un lago o inclusive desde el mar, una cantidad considerable del agua que esta tiene disponible, para que la misma sea utilizada para una finalidad específica.

Calidad de Agua: Características físicas, químicas y bacteriológicas del agua que la hacen aptas para el consumo humano sin aplicaciones para la salud, incluyendo apariencia, gusto y olor. (R.N.E., 2014).

Caja de Filtro. Estructura dentro de la cual se emplaza la capa soporte y el medio filtrante, el sistema de drenaje, el sistema colector del agua de lavado, etc. (R.N.E., 2014).

Carga Negativa o Columna de Agua Negativa. Pérdida de carga que ocurre cuando la pérdida de carga por colmatación de los filtros supera la presión hidrostática y crea un vacío parcial. (R.N.E., 2014).

Caja Portamedidor. Es la cámara en donde se ubicará el instalador. (R.N.E., 2014).

Caudal máximo diario: Caudal más alto en un día, observado en el periodo de un año, sin tener en cuenta los consumos por incendio, pérdidas, etc. (R.N.E., 2014).

Caudal máximo horario: Caudal a la hora de máxima descarga. (R.N.E., 2014).

Caudal medio: Promedio de los caudales diarios en un periodo determinado (R.N.E., 2014)

Clarificación por contacto. Proceso en el que la floculación y la decantación, y a veces también la mezcla rápida, se realizarán en conjunto, aprovechando los flóculos y formados y el plazo de agua a través de un manto de lodos. (R.N.E., 2014).

Coagulación. Proceso mediante el cual se desestabiliza o anula la carga eléctrica de partículas presentes en una suspensión, mediante la acción de una sustancia coagulante para su posterior aglomeración en el floculador. (R.N.E., 2014).

Colmatación del Filtro. Efecto producido por la acción de las partículas finas que llenan los intersticios del medio filtrante de un filtro o también por el crecimiento biológico que retarda al paso normal del agua. (R.N.E., 2014).

Condominio. Conjunto de lotes pertenecientes a una o más manzanas. (R.N.E., 2014).

Conducción. Se denomina obras de conducción a las estructuras y elementos que sirven para transportar el agua desde la captación hasta el reservorio o planta de tratamiento. (R.N.E., 2014).

Conexión Domiciliaria de Agua Potable. Conjunto de elementos sanitarios incorporados al sistema con la finalidad de abastecer de agua a cada lote. (R.N.E., 2014).

Conexión Predial Simple. Es aquella que sirve a un solo usuario. (R.N.E., 2014).

Conexión Predial Múltiple. Es aquella que sirve a varios usuarios. (R.N.E., 2014).

Demanda bioquímica de Oxígeno (DBO): Cantidad de oxígeno que requiere los microorganismos para la estabilización de la materia orgánica bajo condiciones de tiempo y temperatura específicos (generalmente 5 días y a 20°C). (R.N.E., 2014)

Demanda química de Oxígeno (DQO): Medida de la cantidad de oxígeno requerida para la oxidación química de la materia orgánica del agua residual, usando como oxidantes sales inorgánicas de permanganato o bicromato de potasio. (R.N.E., 2014).

Depresión. Entendido como abatimiento: Es el descenso que experimenta el nivel del agua cuando se está bombeando o cuando el pozo fluye naturalmente. Es la diferencia, medida en metros, entre el nivel estático y el nivel dinámico. (R.N.E., 2014).

Desarenadores: Cámara diseñada para reducir la velocidad del agua residual y permitir la remoción de los sólidos minerales (arena y otros), por sedimentación. (R.N.E., 2014).

Efluente: Líquido que sale de un proceso de tratamiento. Agua que sale de un depósito, termina una etapa o el total de un tratamiento (R.N.E., 2014).

Filtración. Es un proceso terminal que sirve para remover del agua los sólidos o material coloidal más fina, que no alcanzó a ser removida en los procesos anteriores. (R.N.E., 2014).

Filtros: Es la rejilla del pozo que sirve como sección de captación de un pozo que toma el agua de un acuífero de material no consolidado. (R.N.E., 2006).

Floculación. Formación de partículas aglutinadas o flóculos. Proceso inmediato a la coagulación. (R.N.E., 2014).

Floculador. Estructura diseñada para crear condiciones adecuadas para aglomerar las partículas desestabilizadas en la coagulación y obtener flóculos grandes y pesados que decanten con rapidez y que sean resistentes a los esfuerzos cortantes que se generan en el lecho filtrando. (R.N.E., 2014).

Fóculos. Partículas desestabilizadas y aglomeradas por acción del coagulante. (R.N.E., 2014).

Fuente: Es el espacio natural desde el cual se derivan los caudales demandados por la población a ser abastecida. Pueden ser superficial o subterránea.

Hidrante. Grifo contra incendio. (R.N.E., 2006).

Levantamiento Sanitario. Evaluación de fuentes de contaminación existentes y potenciales, en términos de cantidad y calidad, del área de aporte de la cuenca aguas arriba del punto de captación. (R.N.E., 2014).

Líneas de Aducción: Es el conjunto de tuberías, instalaciones y accesorios destinados a conducir las aguas requeridas bajo una población determinada para satisfacer sus necesidades, desde su lugar de existencia natural o fuente hasta el hogar de los usuarios.

Línea de Conducción: La línea de conducción es un sistema de abastecimiento de agua potable por gravedad o bombeo. Donde tuberías transportan agua desde donde se encuentra en estado natural hasta un punto que puede ser un tanque de almacenamiento, reservorio o una planta potabilizadora mediante conjunto de ductos y accesorios.

Las podemos dividir en dos:

Líneas de conducción de bombeo: El equipo de bombeo produce un incremento brusco en el gradiente hidráulico para vencer todas las pérdidas de energía en la tubería de conducción.

Líneas de conducción por gravedad: Se le da este nombre cuando para bastecer a una población, además de planta potabilizadora se construye un tanque elevado que por la propia caída del agua debido a la fuerza de gravedad provea a toda la red.

Línea Matriz: Es el tramo de tubería destinado a conducir el agua desde el depósito regular o planta de tratamiento hasta la red de distribución.

Medidor de Pérdida de Agua o Columna de Agua Disponible. Dispositivos de los filtros que indica la carga consumida o la columna de agua disponible durante la operación de los filtros. (R.N.E., 2014).

Medidor. Elemento que registra el volumen de agua que pasa a través de él. (R.N.E., 2014).

Métodos de Cálculo para la Población Futura: La predicción de crecimiento de población deberá estar perfectamente justificada de acuerdo a las características de la ciudad, sus factores socioeconómicos y su tendencia de desarrollo.

Mezcla Rápida. Mecanismo por el cual se debe obtener una distribución instantánea y uniforme del coagulante aplicado al agua. (R.N.E., 2014).

Obras De Captación: Las obras de captación son las obras civiles y equipos electromagnéticos que se utilizan para reunir y disponer adecuadamente del agua superficial o subterránea. Dichas obras varían de acuerdo con la naturaleza de la fuente de abastecimiento su localización y magnitud.

Pantallas (Baffles o Placas). Paredes o muros que se instalan en un tanque de floculación o sedimentación para dirigir el sentido del flujo, evitar la formación de cortocircuitos hidráulicos y espacios muertos. (R.N.E., 2014).

Partículas Discretas. Partículas en suspensión que al sedimentar no cambian de forma, tamaño ni peso. (R.N.E., 2014).

Partículas Floculentas. Partículas en suspensión que, al descender en la masa de agua, se adhieren o aglutinan entre si y cambian de tamaño, forma y peso específico. (R.N.E., 2014).

Pendiente Mínima: Valor mínimo de la pendiente determinada utilizando el criterio de tensión tractiva que garantiza la auto limpieza de la tubería. (R.N.E., 2014).

Planta de Tratamiento: Infraestructura y procesos que permiten la depuración de aguas residuales. (R.N.E., 2014).

Presedimentadores. Unidad de sedimentación natural, (sin aplicación de sustancias químicas) cuyo propósito es remover partículas de tamaño mayor de 1μ . (R.N.E., 2014).

Profundidad. Diferencia de nivel entre la superficie de terreno y la generatriz inferior interna de la tubería (clave de la tubería). (R.N.E., 2014).

Pozo Excavado. Es la penetración del terreno en forma manual. (R.N.E., 2014).

Pozo Perforado. Es la penetración del terreno utilizando maquinaria. (R.N.E., 2014).

Red de Distribución: Es el conjunto de tuberías y accesorios destinados a conducir las aguas a todas y cada una de los usuarios a través de las calles.

Reservorio: Los reservorios de agua potable tienen como principal objetivo el almacenamiento de agua para consumo humano. Estos reservorios pueden ser construidos bajo tierra o en superficie para almacenar agua antes de tratarla.

Sedimentación. Proceso de remoción de partículas discretas por acción de la fuerza de gravedad. (R.N.E., 2014).

Sello Sanitario. Elemento utilizado para mantener las condiciones sanitarias óptimas en la estructura de ingreso a la captación. (R.N.E., 2014).

Sistemas Condominial. Sistema de abastecimiento de agua potable y alcantarillado que considera al condominio como unidad de atención del servicio. (R.N.E., 2014).

Toma de Agua. Dispositivo o conjunto de dispositivos destinados a desviar el agua desde una fuente hasta los demás órganos constitutivos de una captación. (R.N.E., 2014).

Tratamiento Preliminar: Procesos que acondicionan las aguas residuales para su tratamiento posterior. (R.N.E., 2014).

Tratamiento Primario: Remoción de una considerable cantidad de materia en suspensión sin incluir la materia coloidal y disuelta. (R.N.E., 2014).

Tratamiento Secundario: Nivel de tratamiento que permite lograr la remoción de la materia orgánica biodegradable y sólidos en suspensión. (R.N.E., 2014).

Tratamiento de Agua. Remoción por métodos naturales o artificiales de todas las materias objetables. (R.N.E., 2014).

Turbiedad de Origen Coloidal. Turbiedad medida en una muestra de agua luego de un periodo de 24 horas de sedimentación. (R.N.E., 2014).

Tubería Principal. Es la tubería que forma un circuito cerrado o abierto y/o cerrado que abastece a los ramales condominiales. (R.N.E., 2014).

Ramal Condominial. Es la tubería que está en el frente del lote y que abastecerá a estos lotes. (R.N.E., 2014).

Recubrimiento. Diferencia de nivel entre la superficie del terreno y la generatriz superior externa de la tubería (clave de la tubería). (R.N.E., 2014).

Reyna, C. (s.f.). Tesis “Abastecimiento de agua potable de Barranquita” pág. 45.

Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento. “Reglamento Nacional de Edificaciones Norma Técnica OS 050, págs. 50, 51.

Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento. “Reglamento Nacional de Edificaciones Norma Técnica OS 010, pág. 32.

1.4. Formulación del Problema

El agua para el consumo humano sin tratamiento alguno, con turbiedad por la conexión directa de captación de redes domiciliarias genera problemas cada vez que el río Pucayacu crece debido a las lluvias, junto con el incremento de la demanda de agua generada por el alto crecimiento demográfico.

Ante esta problemática actual formulo la siguiente interrogante:

¿Cómo realizar el planteamiento para garantizar el mejoramiento del servicio de abastecimiento agua potable a través del diseño de los diferentes componentes hidráulicos que conforman el sistema de abastecimiento en la población del caserío Bello Horizonte?

1.5. Justificación del Estudio

Dada la importancia de este problema, esta investigación no admite discusión alguna, sin embargo, aquí se trató de plantear algunas justificaciones.

1.5.1. Justificación teórica o temática.

El estudio sobre las formas de abastecimiento del agua en fuentes superficiales en la zona es beneficioso puesto que el agua es un elemento que abunda, dado el régimen regular que se experimenta en el área. Y un estudio que promueva el uso estratégico y armónico de este recurso constituye un aporte teórico muy importante.

1.5.2. Justificación metodológica.

Se validaron y/o usaron procedimientos, normas técnicas y teorías para el análisis de datos, los cuales adquieren importancia metodológica para el análisis de la demanda de agua en la zona de la parte alta del caserío de Bello Horizonte. También la adquiere para el proceso de diseño del sistema, dentro de este están las obras de captación, sedimentador, conducción, almacenamiento y distribución.

1.5.3. Justificación de viabilidad.

Se justifica por tener cerca una fuente de abastecimiento superficial en la zona superior del poblado del caserío de Bello Horizonte que brinda el líquido elemento, en comparación con otros centros poblado y caseríos que no cuentan con una zona estratégica de fuente superficial de agua. La fuente de agua de abastecimiento que se plantea utilizar tiene recursos abundantes en la zona del caserío de Bello Horizonte teniendo un régimen regular y constante. Esta facilidad que se tiene sumado al aprovechamiento estratégico que se planteó, disminuirá los egresos de la población y justificará la inversión que hará posible la realización de este proyecto.

1.5.4. Justificación práctica.

Adquiere una importancia práctica, puesto que el sistema que se planteó, se podrá reproducir también a diversas escalas y con gastos que se justifican con el pasar del tiempo en el abastecimiento de agua potable, en los caseríos, ubicadas en zonas con un régimen de fuente

de agua similar o mejor que el nuestro. Y de esa manera esta investigación beneficiará también a la sociedad en general.

Además, es importante, puesto que el agua es el ingrediente principal para mantener nuestra vida tal como la conocemos hoy, y resulta indiscutible que si continuamos con esta investigación estaríamos retomando, mejorando y sofisticando una alternativa de abastecimiento ancestral de agua que va a ser beneficiosa en todos los aspectos de la vida.

1.6. Hipótesis

El Planteamiento del mejoramiento del sistema de abastecimiento de agua potable del Caserío de Bello Horizonte permitirá garantizar el buen funcionamiento del servicio, brindando calidad de vida a la población.

1.7. Objetivos

1.7.1. Objetivo general.

Mejorar el sistema de abastecimiento de agua potable del Caserío Bello Horizonte del Distrito de La Banda de Shilcayo en la Provincia de San Martín.

1.7.2. Objetivo específico.

1. Estudiar la fuente de abastecimiento, considerando la cantidad y calidad del agua.
2. Establecer los parámetros topográficos para el cálculo de las pendientes para el sistema de conducción y distribución de tuberías.
3. Diseño de los diferentes componentes del sistema de abastecimiento de agua potable: Captación, conducción, planta de tratamiento, reservorio y red de distribución.
4. Elaborar los esquemas y planos de planta de las estructuras correspondientes al planteamiento del proyecto.

CAPÍTULO II

MATERIAL Y MÉTODOS

2.1. Diseño de la Investigación

2.1.1 Diseño experimental de la investigación.

Diseño hidráulico del sistema de abastecimiento de agua potable.

Para realizar el mejoramiento mediante un diseño del Sistema de Abastecimiento de Agua Potable del caserío de Bello Horizonte, se tiene que definir las acciones y datos claves básicos que son los siguientes:

Población de Diseño

Para calcular la población de diseño se tiene que utilizar los datos del INEI de los censos de 1993 y 2007 correspondiente a la población Rural del caserío Bello Horizonte que involucra el proyecto. Primero la población actual y luego obtener la población proyectada utilizando los métodos existentes para el cálculo de la población futura.

Metodología utilizada para determinar la Población Actual y Proyectada

Metodología de Cálculo

Existen diversos métodos para estimar las poblaciones futuras de una localidad, para el siguiente estudio analizaremos algunas metodologías enmarcadas dentro de modelos matemáticos y luego teniendo en cuenta la dinámica poblacional descrita en el diagnóstico se adoptará uno de los métodos de proyección. Estas metodologías establecen estimaciones que se realizan en base a funciones de tipo matemático, como la lineal y la geométrica, suponiendo un comportamiento de la población según ese tipo.

El uso de estos métodos tiene algunas limitaciones:

Dificultad para establecer la función más adecuada que determine el comportamiento real de la población, según sexo y grupos de edad, y sus interrelaciones.

Sólo sirve para proyectar a corto plazo.

Método Lineal

El uso de este método para proyectar la población tiene ciertas implicancias. Desde el punto de vista analítico implica incrementos absolutos constantes lo que demográficamente no se

cumple ya que por lo general las poblaciones no aumentan numéricamente en la misma magnitud a lo largo del tiempo.

Por lo general, éste método se utiliza para proporciones en plazos de tiempos muy cortos, básicamente para obtener estimaciones de población a la mitad de año. Puede medirse a partir de una tasa promedio anual de crecimiento cuya aproximación aritmética sería la siguiente:

$$N_t = N_0(1 + r * t)$$

Dónde:

N_0 y N_t = Población al inicio y al final del periodo.

T = Tiempo en años, entre N_0 y N_t .

r = Tasa de crecimiento observado en el periodo

Método Geométrico

Un crecimiento en la población en forma geométrica o experimental, supone que la población crece en una tasa constante, lo que significa que aumenta proporcionalmente lo mismo en cada periodo de tiempo, pero en número absoluto, las personas aumentan en forma creciente.

El crecimiento geométrico se describe a partir de la siguiente ecuación:

$$N_t = N_0(1 + r)^t$$

Dónde:

N_0 y N_t = Población al inicio y al final del periodo.

T = Tiempo en años, entre N_0 y N_t .

r = Tasa de crecimiento observado en el periodo

Puede medirse a partir de una tasa promedio anual de crecimiento constante de periodo; y cuya aproximación aritmética sería la siguiente:

$$r = \left(\frac{N_t}{N_0} \right)^{\frac{1}{t}} - 1$$

Dónde:

$1/t$ = Tiempo intercensal invertido

La ecuación que se expresa el crecimiento exponencial es:

$$N_t = N_0 e^{rt}$$

Donde:

“r” es la tasa de crecimiento instantánea y su cálculo es el siguiente:

$$r = \frac{\text{Log} \left(\frac{N_t}{N_0} \right)}{t(\text{Log } e)}$$

Dónde:

No y Nt = Población al inicio y al final del periodo respectivamente.

t = Tiempo en años

Log e = 0.434294

La diferencia conceptual entre estas dos curvas es que el primero (crecimiento geométrico), el tiempo se toma como una variable discreta, mientras que en el segundo (crecimiento exponencial) es una variable continua y en tal sentido la tasa de crecimiento diferirá en los dos modelos; en el primero estaría midiendo la tasa de crecimiento entre puntos en el tiempo que estaría igualmente espaciados y en el segundo medirá la tasa instantánea de crecimiento. Sin embargo, en la medida en el que el periodo del tiempo considerado se haga más pequeño, las dos ecuaciones serán más parecidas hasta el punto que la ecuación geométrica tiende a la exponencial, cuando el periodo de tiempo tiende a cero.

Topografía del Área de Influencia

La topografía tiene que ser completa referenciado con los BM y puntos identificados con su respectiva cota y coordenadas georreferenciadas. El levantamiento topográfico será utilizado para el diseño del sistema de agua potable utilizando los softwares como es el watercad respectivamente.

Diagnóstico de Estructuras Existentes

El diagnóstico de las estructuras existentes permitirá caracterizar el estado actual de las estructuras que se han ejecutado pertenecientes al proyecto anterior, para determinar su utilización, mejoramiento y/o descarte. Las estructuras y/o redes de agua potable en buen estado se recopilarán y serán utilizadas en el diseño hidráulico que se presenta en ésta investigación; la finalidad es reducir los de inversión a través del diseño hidráulico y el planteamiento respectivo.

Sistema de Agua Potable

El sistema de agua potable contempla los siguientes componentes:

Captación, línea de conducción, planta de tratamiento de agua potable, línea de aducción, reservorio, redes de abastecimiento de agua principales y secundarios.

2.1.2. Diseño de instrumentos.

Instrumentos bibliográficos

Se recurrió a distintas fuentes del tema en forma general y también de aquellas que tocan el tema en forma puntual, dentro de los cuales tenemos: bibliotecas virtuales, investigaciones, ensayos, manuales, guías y libros especializados en el tema, todos ellos mencionados en la bibliografía. La verificación en campo de la situación actual de las estructuras, el INEI, otras fuentes.

Instrumentos de oficina:

Dentro de la oficina se utilizaron: una computadora (laptop), lapiceros, papel e impresoras. Por otro lado, también se utilizaron diversos softwares para procesar la información como son el AutoCAD 2016, Microsoft Excel 2016, Microsoft Word 2016, Microsoft Power Point 2016, Watercad.

Otros

Se utilizaron instrumentos auxiliares durante el reconocimiento de campo, como son movilidad (moto lineal) para llegar al lugar, y una cámara fotográfica para tomar fotografías de las edificaciones, así como un celular para realizar las coordinaciones pertinentes.

2.2. Variable, Operacionabilidad

2.2.1. Sistema de Variables.

Variable independiente.

Diseño de las diferentes estructuras hidráulicas del sistema de abastecimiento de agua potable.

Variable dependiente.

Mejoramiento del sistema de abastecimiento de agua potable de la población del Caserío de Bello Horizonte.

2.3. Población y Muestra

Población

El universo estará compuesto por todos los sistemas de abastecimiento de agua potable del Departamento de San Martín, puesto que la investigación es plenamente aplicada.

Muestra.

El sistema de abastecimiento de agua potable del caserío Bello horizonte del distrito de la Banda de Shilcayo.

2.4. Técnicas e instrumentos de recolección de datos, validez y confiabilidad

2.4.1. Técnicas e Instrumentos de recolección de datos

Para investigación de campo y laboratorio se utilizará las técnicas de observación, fichajes y manejo de información. La observación se realizará detenidamente, en un sentido amplio, para captar la realidad para luego organizarla de acuerdo a nuestros requerimientos, los fichajes se recopilarán de fuentes de libros, revistas, referente a nuestro tema de investigación, realizado estos pasos anteriores se procederá al manejo de información, es decir ordenar adecuadamente la información obtenida de diferentes fuentes.

Para investigación documental utilizaré: textos, libros y revistas de la Biblioteca Especializada de la FIC-UNSM, libros y revistas especializadas particulares y también se hará uso de la biblioteca virtual (INTERNET) y normatividad y Reglamentos, para tener una idea general de los conceptos y centrar nuestra investigación a nuestro punto de interés, con esto respaldaríamos nuestro marco teórico.

2.4.2 Instrumentos

Instrumentos bibliográficos.

Haremos uso de los libros y revistas que traten del tema en forma general y también de aquellos textos y revistas que tocan el tema en forma puntual.

Instrumentos de laboratorio.

En la elaboración de este proyecto utilizaremos instrumentos de laboratorio, para poder medir la velocidad de flujo, simular una red de distribución de aguas, puesto que nuestra investigación es campo-exploratorio, y lo requiere.

2.5. Métodos de análisis de datos

Luego del reconocimiento de la zona de influencia donde se va a realizar el diseño hidráulico, se procede a la delimitación del área que corresponde al abastecimiento del agua potable; teniendo el área definida y delimitada se realizará el cálculo de la población utilizando los datos del INEI y el método apropiado para calcular la población proyectada; paralelo a esto se realizará diagnóstico analizando la situación actual y determinando las estructuras a utilizar y/o mejorar. Con datos de la población y determinando la población correspondiente se tiene que calcular los caudales de diseño para cada estructura (captación, desarenador, línea de conducción, línea de aducción, reservorio, planta de tratamiento, otros).

Teniendo los caudales de diseño se procede al pre dimensionamiento de las estructuras que corresponden al sistema de agua potable. El diseño de las redes de agua potable se realizará en el software Watercad utilizando las cotas del plano a curvas a nivel verificando velocidades y presiones permisibles obteniendo el diámetro correspondiente.

Con el pre dimensionamiento y proyección de las redes de agua obtenido, se analizará la compatibilidad con las estructuras existentes a utilizar y/o mejorar según diagnóstico y dar su utilización con la finalidad de optimizar el costo de inversión.

CAPÍTULO III

RESULTADOS Y DISCUSIÓN

3.1. INGENIERÍA DEL PROYECTO.

3.1.1. Delimitación del área para el sistema de agua potable.

El área Rural a considerar para el sistema de agua potable comprende los siguientes sectores:
Caserío Bello Horizonte

Para estos sectores, la única fuente de abastecimiento de agua es la Quebrada Pucayacu siendo actualmente de donde se abastecen ineficientemente bajo un sistema por gravedad. El sector la Unión cuenta con el proyecto de instalación de redes de agua potable recientemente ejecutada y se abastece de la misma fuente de captación y que al igual que los demás sectores no cuenta con un servicio eficiente y bueno. En el siguiente esquema se muestra los sectores y la delimitación realizada.

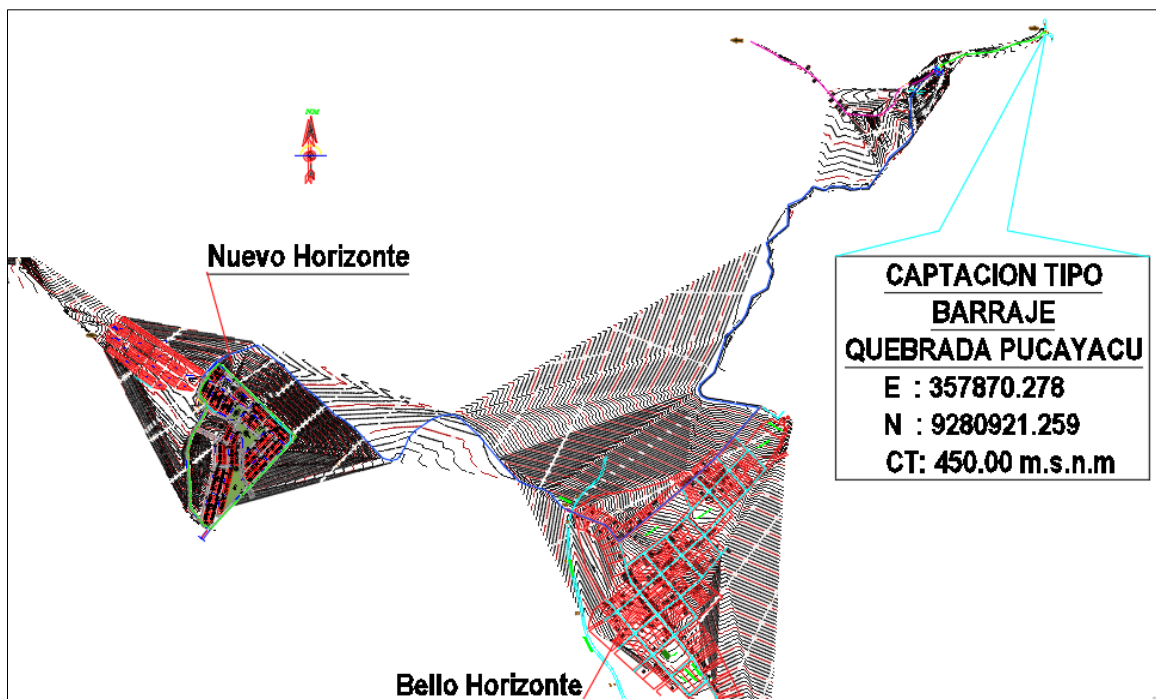


Figura 3.01: Delimitación de la fuente de abastecimiento Pucayacu.

Fuente: Propia (Levantamiento Topográfico)

3.2. DIAGNÓSTICO DE LA SITUACIÓN ACTUAL.

3.2.1. Estructuras Existentes del Proyecto Ejecutado en el periodo 2003-2007.

Sistema de Agua Potable.

Captación (Quebrada Pucayacu).

Desarenador.

Línea de Conducción LC1.

Línea de Conducción LC2.

Plante de Tratamiento de Agua Potable.

Volumen de Almacenamiento (Reservorio).

Redes de Distribución.

Conexiones Domiciliarias.

3.2.2. Descripción de la situación actual.

Luego de la revisión técnica realizada en campo se describe el estado actual del sistema de agua potable en el caserío Bello Horizonte.

Sistema de Agua Potable

Captación

La fuente de Abastecimiento es el agua superficial proveniente de la Quebrada Pucayacu, que es captada mediante una estructura de concreto armado ubicada en la margen derecha de la Quebrada, aproximadamente a 3 km del caserío Bello Horizonte y se encuentra en mal estado.

Esta estructura está deteriorada por el paso de los años, lo cual hace obsoleta su reutilización o mejoramiento ya que no se construyó con una proyección de vida útil para abastecer la demanda actual y futura. Además, se observa que el diseño no es el adecuado porque en su máxima avenida el agua rebasa y esto ha ocasionado que se debilite el talud de la estructura de la captación, por lo tanto, la estructura no está garantizada.

En la Figura 3.02, se observa el talud a lado derecho erosionando a consecuencia de la mala ubicación de la estructura de captación.

Tabla 3.01

Ubicación de la captación existente.

DESCRIPCIÓN	COORDENADAS UTM WGS 84		ALTITUD (msnm)
	ESTE	NORTE	
CAPTACIÓN - EXISTENTE	357871.80	9280921.69	458.08

Fuente: Elaboración Propia.

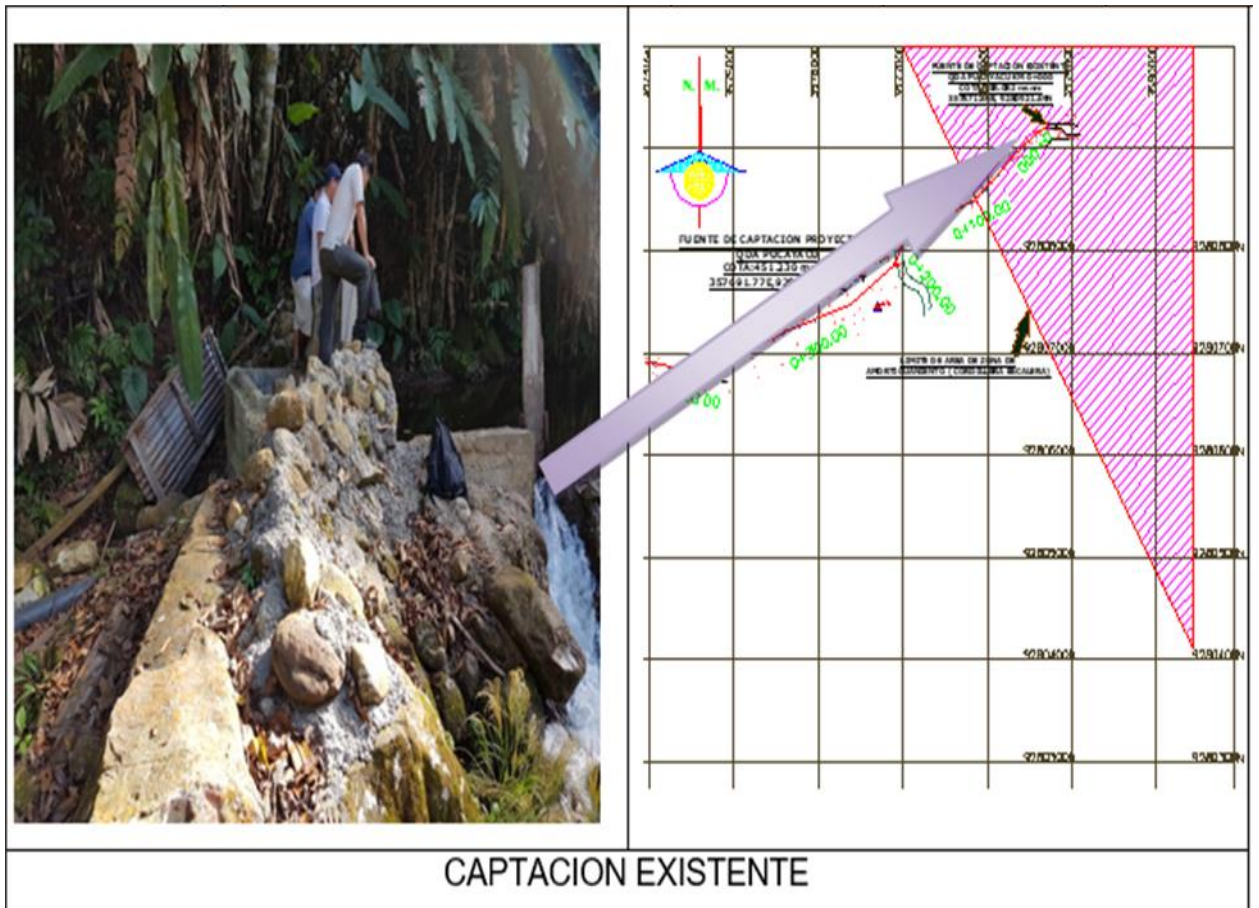


Figura 3.02: Captación Existente.

Fuente: Elaboración Propia.

Sedimentador.

Cuenta con un sedimentador de concreto armado de dimensiones de 10 metros de largo y 2.45 metros de ancho, se encuentra en estado regular de conservación, esta estructura no será utilizada en el proyecto debido a que no cuenta con las dimensiones requeridas en el diseño del proyecto.

Tabla 3.02

Ubicación del sedimentador existente.

Descripción	Coordenadas UTM		Altitud (msnm)
	WGS 84		
	Este	Norte	
Sedimentador - Existente	357286.25	9280528.08	446.46

Fuente: Elaboración Propia.

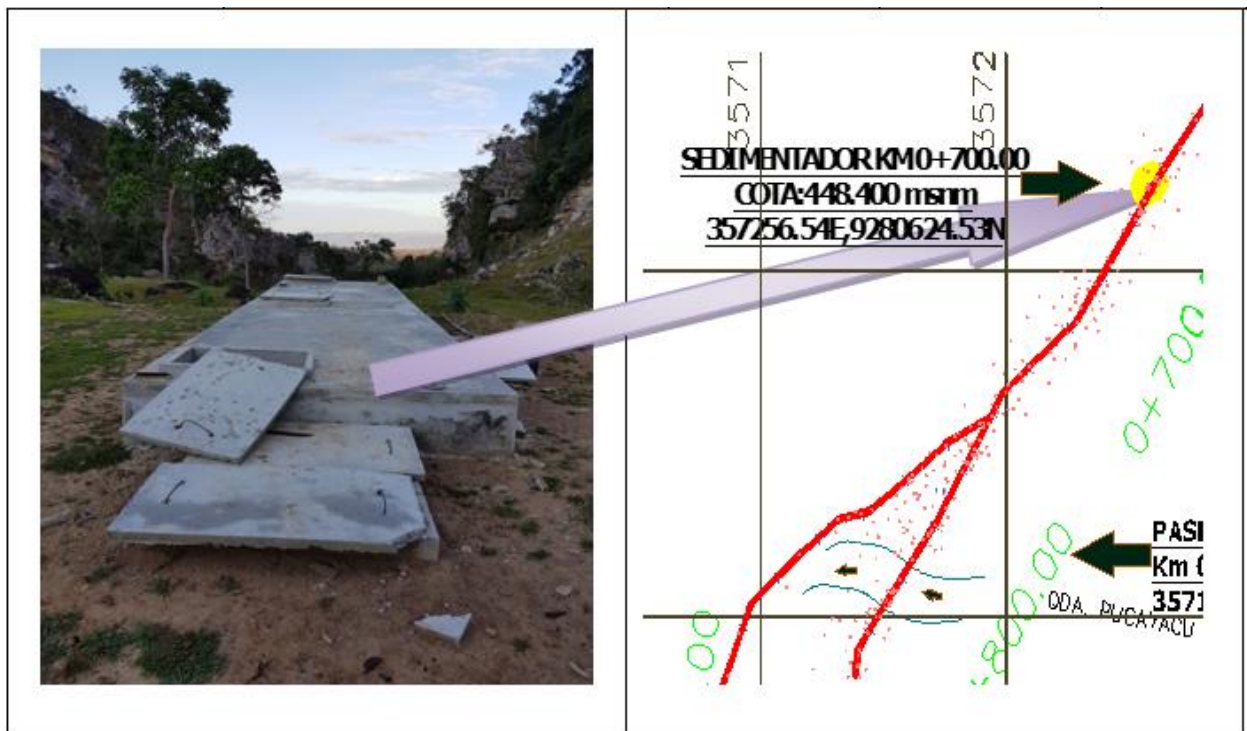


Figura 3.03: Sedimentador Existente.

Fuente: Elaboración Propia.

Línea de conducción

Cuenta con una línea de conducción de agua cruda de PVC de 6" de aproximadamente 700 metros, que conecta la captación con un sedimentador, el tramo de esta línea de conducción será cambiada en su totalidad ya que no se encuentra en buen estado.

Planta de tratamiento de agua Potable

El proyecto existente no cuenta con la estructura de una planta de tratamiento de agua potable, lo cual es indispensable construcción.

Almacenamiento

Existe un reservorio apoyado, de concreto armado, de forma de 45 m³ de capacidad construido en el año 1994, ubicado en la cota 448.25 msnm; que se encuentra en estado de deterioro, lo cual está en funcionamiento deficiente. Las instalaciones hidráulicas requieren mantenimiento pues se nota fuga en los accesorios y válvulas. En la actualidad la línea de conducción existente no está conectada a este reservorio (conexión directa a redes).

Redes de distribución y conexiones domiciliarias

Las redes de distribución existentes no satisfacen la demanda de la población actual, existen las redes principales instaladas en la parte céntrica de la ciudad y extensiones acopladas que

no corresponden al circuito; las redes secundarias que abastecen a las viviendas conforme la población se expande estas se vienen extendiendo desordenadamente, provocando un fuerte déficit, en cuanto a cantidad y calidad en el servicio (menor tiempo de servicio por día y menos presiones).

Estructura que no se van a utilizar

La Captación

El estado actual es por colapsar. Presenta el barraje desgastado, erosión del talud en la margen derecha, debilitando el muro de encausamiento. Estructura ubicada en curva, su capacidad de captación es de 10 Lts/seg.

El reservorio de 45 m³

Reservorio de 45 m³ inconcluso en su ejecución con respecto al expediente técnico no cuenta con las instalaciones de tubería, con problemas de filtración de 3.5 cm en la disminución del nivel de agua en las primeras 24 horas según prueba realizada por la contraloría general de la república. Existe una inclinación de 30 cm respecto a su verticalidad desde la base hasta la cúpula de la misma.

Redes de Agua potable

Las redes de agua potable que se han ejecutado en los años menores al 2004 serán reemplazadas por tuberías nuevas.

Sistema de agua potable

Desarenador: Estructura de concreto armado en mal funcionamiento, con necesidad de ser descartada, dimensiones insuficientes para cumplir con su función.

Línea de conducción: Línea de conducción en funcionamiento con tubería de D=300 mm; conduce el agua desde la captación existente hasta la planta de tratamiento de agua potable.

Línea de aducción: Con la tubería de 300 mm de diámetro, desde la PTAP hasta inicio de Red de distribución (altura del cementerio del caserío Bello Horizonte). Es necesario el mejoramiento de esta Tubería en el punto de conexión con la red de distribución. (Tubería a utilizar).

Red de distribución: Conformada por la red de tubería principal (los circuitos cerrados) y red secundaria (conformada actualmente por redes que no han sido renovados y por redes

de tuberías instaladas en el periodo 2007-2010). Se cuenta con una longitud de 5,325.54 m de red existente; 28,214.45 m de red secundaria existente y 23,485.25 m de red secundaria a renovar (tubería instalada en el año 1994).

3.3. POBLACIÓN DE DISEÑO.

3.3.1. Población actual proyectada.

La Proyección de la Población del Caserío Bello Horizonte, se han realizado a partir de datos proporcionados por el INEI de los Censos de 1993, 2005 y 2007.

Tabla 3.03

Información poblacional del caserío bello horizonte.

Población Rural Beneficiaria	Año 1993	Año 2007	Año 2017	Tasa de crecimiento	
				1993/2007	2007/2017
Bello Horizonte	450	953	2533	2.14%	5.50%

Fuente: INEI – Censo de Población

La población del Caserío Bello Horizonte es de 450 habitantes en el año 1993 y 953 habitantes para el año 2007; que se obtuvo una tasa de crecimiento de 5.50% anual (tasa de crecimiento empleada para el cálculo de la población actual).

Para calcular la población rural a considerarse en el proyecto ha sido necesario desagregar la población del Distrito según censo del año 2007 en población Urbana y Rural.

La población proyectada a 20 años con la tasa de crecimiento de 5.50% es la siguiente:

Tabla 3.04

Censo de población..

Periodo	Año	Población Total
BASE	2017	2533
1	2018	2658
2	2019	2784
3	2020	2909
4	2021	3035
5	2022	3161

6	2023	3286
7	2024	3412
8	2025	3537
9	2026	3663
10	2027	3788
11	2028	3913
12	2029	4039
13	2030	4164
14	2031	4291
15	2032	4416
16	2033	4541
17	2034	4667
18	2035	4792
19	2036	4918
20	2037	5043

Fuente: INEI – Censo de Población y Vivienda.

The screenshot shows the INEI Data Warehouse Technology interface. The main header includes the INEI logo and the text 'SISTEMA DE DIFUSIÓN DE LOS CENSOS NACIONALES DATA WAREHOUSE TECHNOLOGY'. Below the header is a navigation bar with icons for home, user, data, and search, along with a search box labeled 'Buscar'. The main content area is titled 'Censos de Población y Vivienda 2007 > Consultas de Indicadores'. A sidebar on the left lists various categories: Población, Salud, Educación, Fecundidad, Actividad Económica, Hogar, Vivienda, Consultas Personalizadas, and Consultas de Indicadores. The main content area displays 'CPV 2007: Indicadores' with a table showing population growth indicators for Peru, San Martín, and La Banda de Shikayo. The table has 12 columns: País, Departamento, Provincia, Distrito, Tema, Sub Tema, Descripción, Clase, Total, Area Urbana, Area Rural, Sexo - Hombre, and Sexo - Mujer. The data row shows a population growth rate of 5.5% and a population density of 101.5 for the specified area.

País	Departamento	Provincia	Distrito	Tema	Sub Tema	Descripción	Clase	Total	Area Urbana	Area Rural	Sexo - Hombre	Sexo - Mujer
Perú	San Martín	San Martín	La Banda de Shikayo	Demográfico	General	Tasa de Crecimiento de la población (1993-2007)	Medidas	5.5	Valor	Valor	Valor	Valor
						Densidad Poblacional		101.5				

Figura 3.04: Tasa de crecimiento poblacional anual.

Fuente: INEI – Censo de Población y Vivienda.

Tabla 3.05

Resumen de la población.

Parámetros	Valor
N° de viviendas totales	644
N° de habitantes por vivienda	3.54
Población actual (2015)	2,282
Tasa de crecimiento	5.50%
Periodo de diseño (años)	20
Población futura	5,043

Fuente: INEI – Censo de Población y Vivienda

Para calcular la proyección de la población del área de estudio a lo largo del horizonte del proyecto que tendrá una tasa de crecimiento de 5.50%.

La población del proyecto en el año 2017 es de 2533 habitantes y proyectada a un periodo de 20 años es de 5043 habitantes, calculada con una tasa de crecimiento de 5.50% utilizando el aritmético.

Se tiene los siguientes datos, los cuales serán utilizados para calcular el consumo por tipo de usuario, el consumo total y con el porcentaje de pérdidas calcular la demanda total de agua que corresponde a la población en los 20 años proyectados.

3.4. DOTACIÓN, DEMANDA Y CAUDALES DE DISEÑO.

Cálculo del caudal o aforo de la quebrada Pucayacu.

Puntos de control de medición.

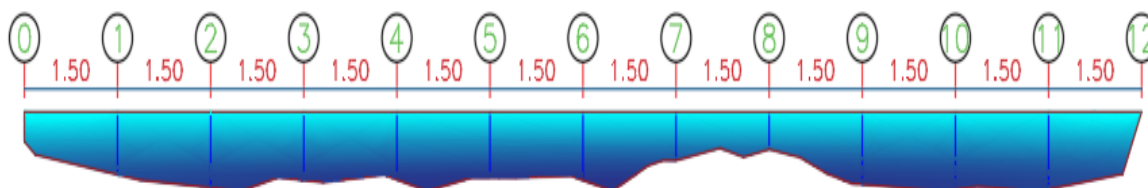


Figura 3.05: Puntos de medición del tirante en la quebrada Pucayacu..

Fuente: Municipalidad Distrital La Banda de Shilcayo - GDURI.

Tabla 3.06

Cálculo de los tirantes y áreas se las secciones de la fuente de abastecimiento.

Nº Punto	Tirante (m)	Tramo	Área (m2)
0	0.30	0 – 1	0.77
1	0.63	1 – 2	1.06
2	0.77	2 – 3	1.10
3	0.69	3 – 4	1.02
4	0.68	4 – 5	1.08
5	0.66	5 – 6	0.98
6	0.69	6 – 7	0.97
7	0.49	7 – 8	0.63
8	0.38	8 – 9	0.84
9	0.73	9 – 10	1.15
10	0.78	10 – 11	1.16
11	0.78	11 – 12	0.95
12	0.00	SUMATORIA =	11.71

Fuente: Municipalidad Distrital La Banda de Shilcayo – GDURI

Cálculo de la Velocidad de la quebrada según el área.

Promedio de las velocidades del Correntómetro en los puntos 3, 5 y 10.

$V_p = 3.38$ metros / segundo

Por lo tanto, el caudal será: $Q = 11.71 * 3.38 = 39.60$ litros / segundo.

3.4.1. Dotación y demanda de agua Potable.

Dotación

Asimismo, se ha determinado según el Reglamento Nacional de Construcción, de acuerdo al Capítulo X: Infraestructura Sanitaria para poblaciones urbanas, Artículo S.121.6 la Demanda Contra Incendio y el Artículo S.122.4., el Volumen de Almacenamiento y Regulación.

El Ministerio de Vivienda y Construcción, las normas de la Superintendencia Nacional de Servicios de Saneamiento (SUNASS) en el Capítulo 3-II, recomienda una dotación de 120

lit/hab/día para clima frío y 150 Lit/hab/día en clima templado y cálido teniendo una población en el rango de 10000 a 50000 habitantes, si se comprobara la no existencia de estudios de consumo y no se justificará su ejecución.

La dotación para climas templado y cálido según el reglamento nacional de edificaciones OS.100 es de 150 Lt/hab/día; teniendo en consideración esta dotación los volúmenes de almacenamiento y caudales de diseño para el Sistema de Agua Potable obtendríamos resultados sobre dimensionados.

Consumo proyectado para los antiguos y nuevos usuarios.

Para la obtención de datos del consumo en el caserío Bello Horizonte se ha optado la utilización de micro medidores para estimar los consumos en usos (doméstico, comercial, industrial, social) y compararlos con consumos de ciudades cercanas al caserío Bello Horizonte.

En las micro mediciones hechas en el caserío Bello Horizonte para los diferentes usos (doméstico, comercial, industrial, social) los consumos de agua registrados en un periodo de 25 días se ha obtenido valores superiores a los datos de consumo del Plan Maestro Optimizado EPS EMAPA SAN MARTIN; estos resultados es consecuencia que la población no ha contado con ningún tipo de capacitación sanitaria de ahorro hídrico (conexiones intradomiciliarias mal hechas, conexiones antiguas con fugas, grifos abiertos, inodoros sin reparar).

En el siguiente TABLA se muestra los datos obtenidos en los diferentes usos de consumo (doméstico, comercial, industrial, social). Los medidores testigos; para uso Doméstico se ha visto conveniente instalar en una vivienda unifamiliar con 5 integrantes (Familia Grández Perez); para uso Comercial se ha visto conveniente instalar en Hospedaje (Hospedaje Diaz); para el uso industrial se ha visto conveniente instalar en un aserradero (Aserradero Alto Mayo); para uso estatal se ha visto conveniente instalar en una escuela (Escuela de Bello Horizonte).

Tabla 3.07

Medidores utilizados para obtener datos de consumo.

Datos de consumo	(m ³ /mes/cnx) C/Medidor
Doméstico	40.6

Comercial	137
Salud	3.6
Estatal	147
Social	3.6

Fuente: Medición Propia

NOTA: Los medidores testigos han sido instalados en los diferentes usos, sin conocimiento de los usuarios para que sus consumos sean parecidos a meses anteriores.

Pero los datos del Plan Maestro Optimizado, se ha considerado aceptable debido a los datos de la muestra que representan un consumo acorde con la realidad de consumo con medidor y sin medidor, y usuarios consistentes del uso adecuado del agua.

Por lo tanto, para el cálculo de la dotación del proyecto se consideró los datos de la Fuente.

Tabla 3.08

Resumen poblacional de datos obtenidos

Descripción	Sin medidor	Con medidor
Población al año 2017 (hab)	2282	2282
Bello horizonte	953	953
Nuevo horizonte	1,329	1329
Población con servicio de agua potable	483	2282
N° de viviendas total año 2015	644	644
Bello horizonte	269	269
Nuevo horizonte	375	375
N° de viviendas con conexión domiciliaria	0	644
Bello horizonte	0	269
Nuevo horizonte	0	375
N° de viviendas sin conexión domiciliaria	644	0
N° usuarios públicos conectados	6	6
Densidad poblacional (hab/viv)	3.54	3.54
Bello horizonte	3.54	3.54

Fuente: INEI – Censo de Población y Vivienda

La dotación con la cual se ha diseñado el proyecto se ha tomado como sustento el resultado obtenido por el Plan Maestro Optimizado EPS Emapa San Martín siendo ésta una dotación de 217 Lt/hab/día sin medidor siendo menor que 25 Lt/hab/día (Reglamento Nacional de Edificaciones), con la dotación obtenida se ha calculado los caudales de diseño del proyecto.

Tabla 3.09

Dotación utilizada en el proyecto.

Datos	Consumo
Dotación de agua (S/Proy.)	217 Lt/hab/día
Dotación de agua (C/Proy.)	200 Lt/hab/día

Fuente: Elaboración Propia

Tabla 3.10

Consumo de los conectados.

Descripción	Valores
N° de muestra	6 viviendas
N° de baldes que acarrear en promedio diario (Vol. 1 balde = 18 litros)	4.10 baldes
Volumen de agua acarreada por día	73.33 Litros / día
Consumo promedio mensual de una familia	2.22 m ³ /viv-mes

Fuente: Elaboración Propia.

Demanda

Para la estimación de la demanda de agua potable se ha tomado en cuenta los siguientes aspectos:

Niveles de consumo:

Consumo de los no conectados

Las viviendas serán abastecidas por agua debidamente tratada procedente de la captación de la Quebrada Pucayacu; y serán administradas por la Oficina del caserío Bello Horizonte. En base al análisis de campo, realizado para estos tipos de usuarios, se ha determinado en promedio, que una familia sin conexión consume mensualmente 2.22 m³/mes-conexión.

Actualmente la población cuenta con conexiones domiciliarias, pero no apta para consumo no contando con medidor, tiene una continuidad de servicio de 4-12 horas en las partes altas de la ciudad como sector alto y de 12-24 horas en las zonas bajas del caserío Bello Horizonte.

Se ha proyectado para el año 1 la cobertura del servicio de agua potable de 100.00%.

Las metas de micro medición fijadas en el presente estudio se han planeado por tipos de categorías usuarios domésticos, comerciales, estatales e industria en la zona. En cuanto a las pérdidas durante todo el periodo de estudio como consecuencia del micro medición. Esta reducción de pérdidas va desde el 40% en el año cero hasta el 20% al año 09 y 10% al año 20, para lograr este objetivo no solo se contempla la instalación del micro medidor sino también un programa de educación Sanitaria.

Las variaciones de consumo se plantean de acuerdo al Reglamento Nacional de Construcciones, que en su Cap X: Infraestructura Sanitaria para poblaciones urbanas, Artículo S.121.5, es coincidente con los parámetros básicos del Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento, se asumo como coeficiente de variación de consumo los siguientes:

Demanda máxima Diaria (K1) : 1.30

Demanda máxima Horario (k2) : 1.80

Con las consideraciones anteriormente mencionadas y mediante el aplicativo de la Dirección Nacional de Saneamiento estimamos la demanda total de agua potable para la localidad de Bello Horizonte.

Tabla 3.11

Padrón de usuarios bello horizonte.

Localidad	Nº de viviendas
Bello horizonte	644
Total	644

Fuente: Agencia Municipal de Bello Horizonte

Tabla 3.12

Parámetros de diseño – sistema de agua potable.

Parámetros	Valor
N° de viviendas totales	644
N° habitantes por vivienda	3.54
Población actual (2017)	2,280
Tasa de crecimiento	5.50%
Periodo de diseño (años)	22
Dotación (lt/hab/día)	200
Población futura	5,043
Porcentaje de pérdidas inicial	25%

Fuente: Agencia Municipal de Bello Horizonte

Tabla 3.13

Beneficiarios del servicio de agua.

TIPO	Conexiones simples	Conexiones múltiples	Total
Viviendas	269		269
Agencia Municipal (Bello Horizonte)	1		1
Tenencia de Gobernación (Bello Horizonte)	1		1
Puesto de Salud (Bello Horizonte)	1		1
Instituciones Educativas (Bello Horizonte)		1	1
Otras instituciones	2		2
Total	274	1	275

Fuente: Agencia Municipal de Bello Horizonte

Tabla 3.14

Balance oferta - demanda captación y tratamiento de agua potable sin proyecto.

Año	Oferta (l/s) (1)	Demanda (l/s) (2)	Superavit / deficit (3)=(1)-(2)
1	2.39	6.50	-4.10
2	2.39	6.80	-4.41
3	2.39	7.10	-4.71
4	2.39	7.41	-5.01
5	2.39	7.71	-5.32
6	2.39	8.01	-5.62
7	2.39	8.31	-5.92
8	2.39	8.62	-6.22
9	2.39	8.92	-6.52
10	2.39	9.22	-6.83
11	2.39	9.52	-7.13
12	2.39	9.82	-7.43
13	2.39	10.13	-7.73
14	2.39	10.43	-8.04
15	2.39	10.73	-8.34
16	2.39	11.03	-8.64
17	2.39	11.34	-8.94
18	2.39	11.64	-9.24
19	2.39	11.94	-9.55

Fuente: Elaboración propia

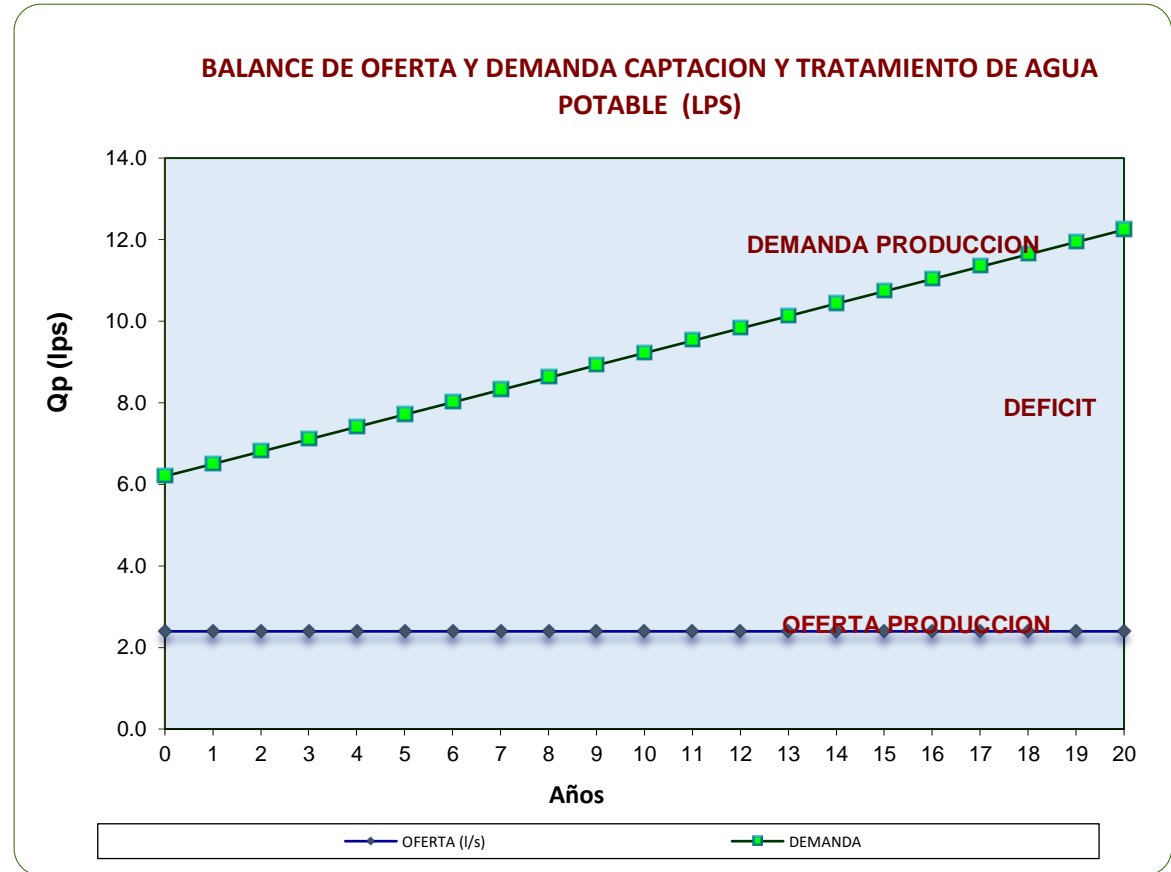


Tabla 3.15

Balance oferta - demanda captación y tratamiento de agua potable con proyecto.

Año	Oferta (l/s) (1)	Demanda (l/s) (2)	Superavit / deficit (3)=(1)-(2)
1	12.24	6.50	5.74
2	12.24	6.80	5.44
3	12.24	7.10	5.14
4	12.24	7.41	4.83
5	12.24	7.71	4.53
6	12.24	8.01	4.23
7	12.24	8.31	3.93
8	12.24	8.62	3.63
9	12.24	8.92	3.32
10	12.24	9.22	3.02
11	12.24	9.52	2.72
12	12.24	9.82	2.42
13	12.24	10.13	2.12
14	12.24	10.43	1.81
15	12.24	10.73	1.51
16	12.24	11.03	1.21
17	12.24	11.34	0.91
18	12.24	11.64	0.60
19	12.24	11.94	0.30
20	12.24	12.24	0.00

Fuente: Elaboración propia

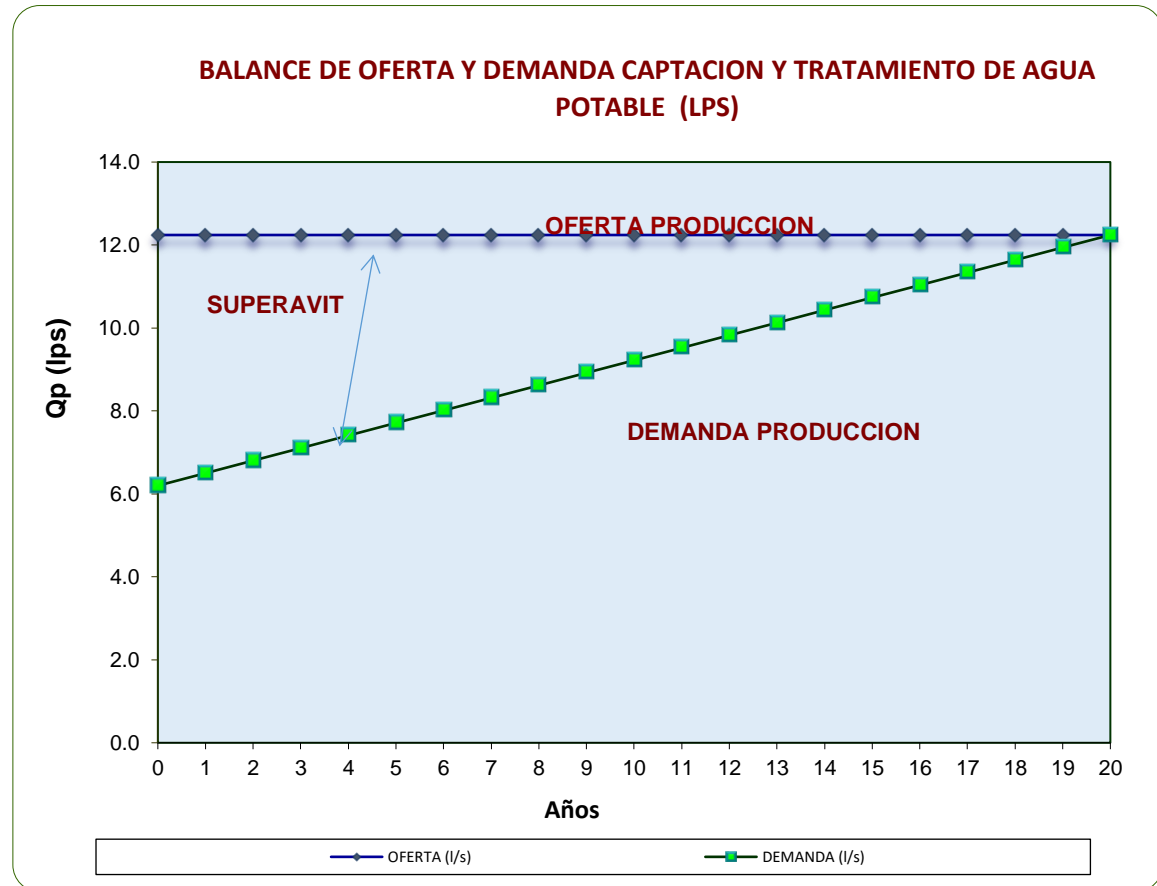


Tabla 3.16

Balance oferta - demanda almacenamiento de agua potable situación sin proyecto.

Año	Oferta (m3) (1)	Demanda (m3) (2)	Superavit / deficit (3)=(1)-(2)
1	0.00	46.07	-46.07
2	0.00	48.19	-48.19
3	0.00	50.27	-50.27
4	0.00	52.35	-52.35
5	0.00	54.47	-54.47
6	0.00	56.55	-56.55
7	0.00	58.67	-58.67
8	0.00	60.75	-60.75
9	0.00	62.87	-62.87
10	0.00	64.95	-64.95
11	0.00	67.03	-67.03
12	0.00	69.15	-69.15
13	0.00	71.23	-71.23
14	0.00	73.35	-73.35
15	0.00	75.43	-75.43
16	0.00	77.51	-77.51
17	0.00	79.63	-79.63
18	0.00	81.71	-81.71
19	0.00	83.83	-83.83

Fuente: Elaboración propia

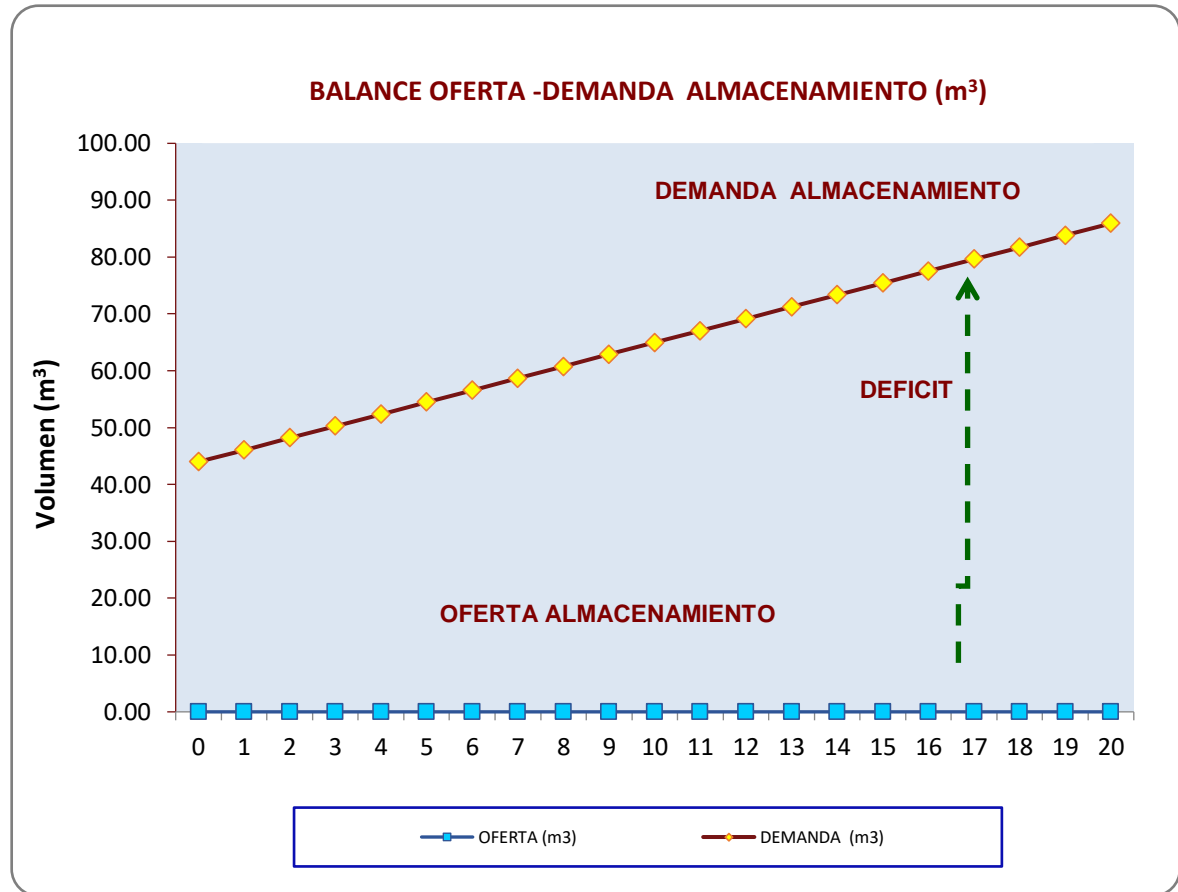
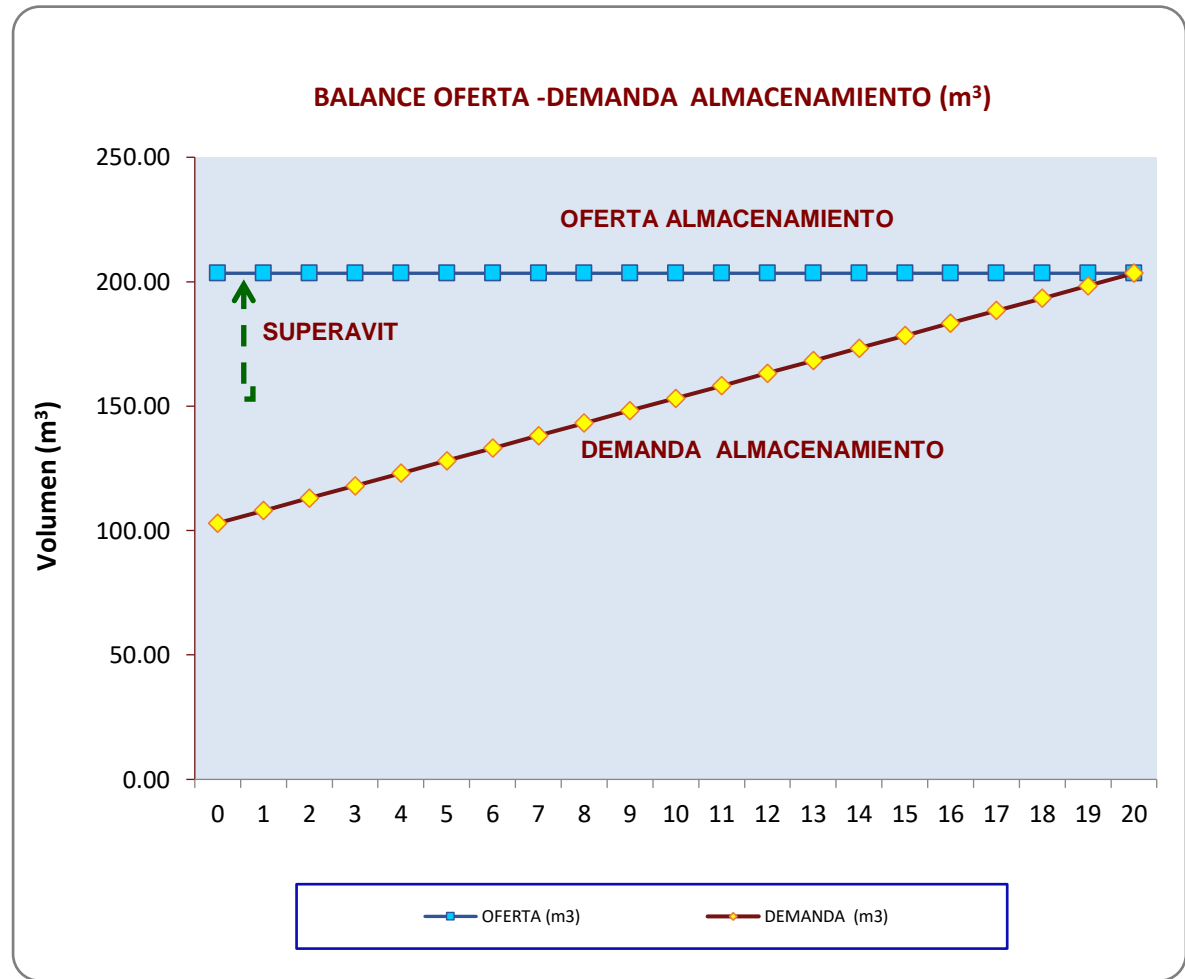


Tabla 3.17

Balance Oferta - Demanda Almacenamiento De Agua Potable Situación Con Proyecto.

Año	Oferta (m3) (1)	Demanda (m3) (2)	Superavit / deficit (3)=(1)-(2)
1	203.39	107.990	95.40
2	203.39	113.030	90.36
3	203.39	118.030	85.36
4	203.39	123.070	80.32
5	203.39	128.110	75.28
6	203.39	133.110	70.28
7	203.39	138.150	65.24
8	203.39	143.150	60.24
9	203.39	148.190	55.20
10	203.39	153.190	50.20
11	203.39	158.190	45.20
12	203.39	163.230	40.16
13	203.39	168.230	35.16
14	203.39	173.310	30.08
15	203.39	178.310	25.08
16	203.39	183.310	20.08
17	203.39	188.350	15.04
18	203.39	193.350	10.04
19	203.39	198.390	5.00
20	203.39	203.390	0.00



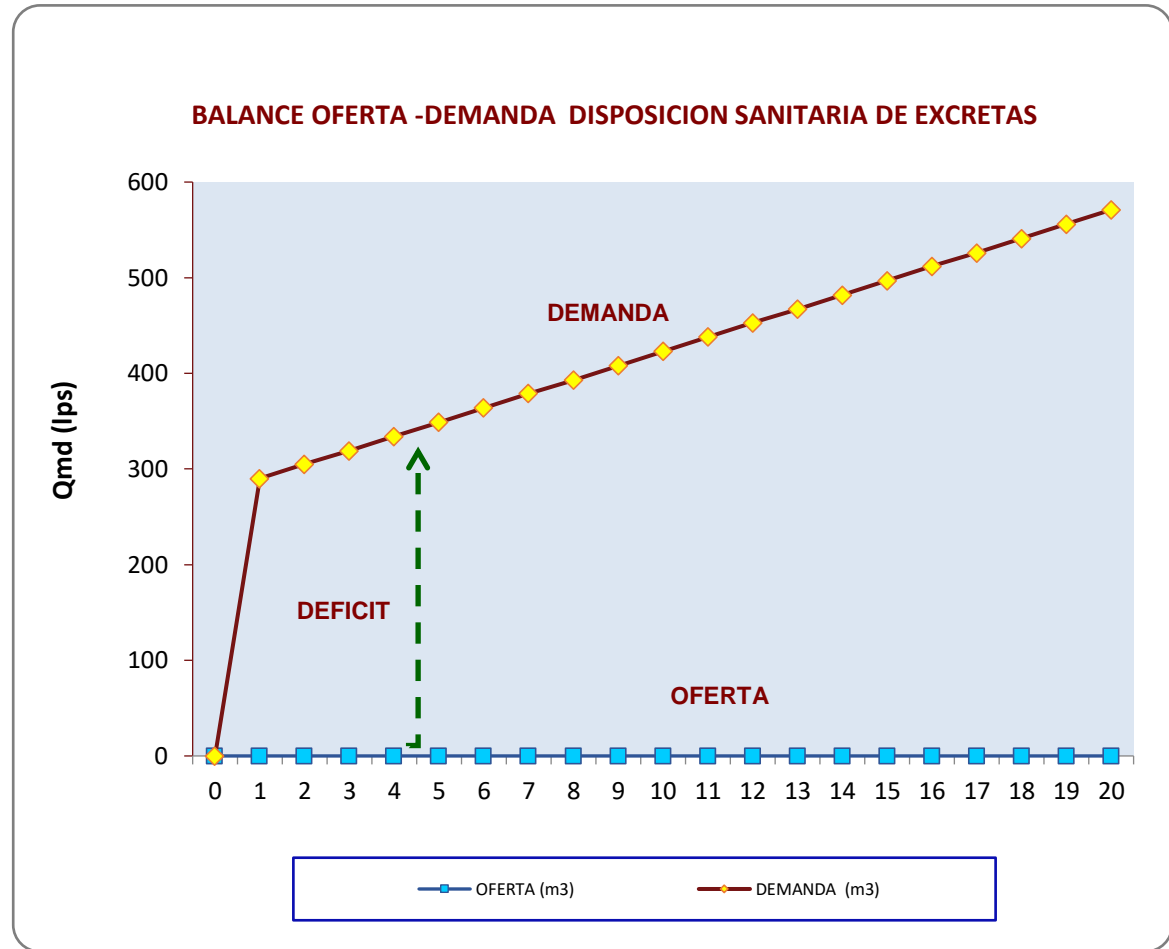
Fuente: Elaboración propia

Tabla 3.18

Balance oferta - demanda línea disposición sanitaria de excretas.

Año	Oferta (und) (1)	Demanda (und) (2)	Superavit / Deficit (3)=(1)-(2)
1	0.00	290	-290
2	0.00	305	-305
3	0.00	319	-319
4	0.00	334	-334
5	0.00	349	-349
6	0.00	364	-364
7	0.00	379	-379
8	0.00	393	-393
9	0.00	408	-408
10	0.00	423	-423
11	0.00	438	-438
12	0.00	453	-453
13	0.00	467	-467
14	0.00	482	-482
15	0.00	497	-497
16	0.00	512	-512
17	0.00	526	-526
18	0.00	541	-541
19	0.00	556	-556
20	0.00	571	-571

Fuente: Elaboración propia



3.4.2. Parámetros de Diseño.

Periodo de diseño

El sistema de mantenimiento de agua se proyecta de modo de atender las necesidades de la ciudad durante un determinado periodo.

En la fijación del tiempo en el cual se considera funcional el sistema, intervienen una serie de variables que deben ser evaluadas para lograr un proyecto económico aconsejable.

Tabla 3.19

Consumo De Los Conectados.

Descripción	Valores
N° de muestra	6 viviendas
N° de baldes que acarrean en promedio diario (Vol. 1 balde = 18 litros)	4.10 baldes
Volumen de agua acarreada por día	73.33 Litros / día
Consumo promedio mensual de una familia	2.22 m ³ /viv-mes

Fuente: Elaboración Propia

Por lo tanto, el periodo de diseño, puede definirse como el tiempo para el cual el sistema es eficiente al 100%, ya sea por capacidad en la conducción del gasto deseado o por la resistencia física de las instalaciones.

El factor económico, que establece tener un periodo de diseño promedio o proveer una segunda etapa del proyecto, cuando las necesidades reales lo exija, dentro de un tiempo determinado.

* El factor de crecimiento de la población, el cual está en función de factores económicos y sociales, se deben considerar para la población máxima permisible dentro del límite de la vida de las estructuras.

El factor material y técnico, están en función del tipo de instalación y de las características específicas para ampliaciones ya sean fáciles o costosas.

Tomando en cuenta los criterios planteados, para el presente estudio se asumirá un periodo de Diseño de 20 años.

Pérdidas

Para la estimación de la demanda, se establece que por pérdidas de agua se entienden las que se produce físicamente en la red pública y no dentro de los domicilios después de la conexión domiciliaria.

Las pérdidas de agua se producen por su antigüedad en las uniones de las tuberías en general, las conexiones domiciliarias antes del medidor o por roturas de tuberías en general, varían con la presión que existe en la red, para nuestro proyecto el porcentaje que se ha asumido es de un valor inicial de 40% del suministro, y que en forma gradual se irá recuperando, hasta alcanzar una meta del 20% hasta el año 2026 y del 10% en el año 2037.

Tabla 3.20

Demanda Máxima Diaria Y Volumen De Aumento Por Año.

Periodo	Año	Población Total	Cobertura %	Población Servida	N° de viviendas Servidas			Otras Conexiones	Total N° Conexiones	Total Conexiones Atendidas Actualmente	Consumo Total			Perdidas (%)	Demanda Total de Agua			Qmd		Qmh		Volumen de Almac. (m3/día)
					Antiguas	Nuevas	Total				(lt/día)	(lt/seg)	m3/año		lt/día	(lt/seg)	m3/año	(lt/día)	(l/s)	(lt/día)	(l/s)	
BASE	2015	953	100.0%	953	0		269	2	2	0	119,380	1.38	43,574	25%	159,173	1.84	58,098	206,925	2.39	318,347	3.68	39.79
0	2016	1005	100%	1005	0	284	284	2	286	286	125,620	1.45	45,851	25%	167,493	1.94	61,135	217,741	2.52	334,987	3.88	41.87
0	2017	1058	100%	1058	0	299	299	2	301	301	131,980	1.53	48,173	25%	175,973	2.04	64,230	228,765	2.65	351,947	4.07	43.99
1	2018	1110	100%	1110	0	313	313	2	315	315	138,220	1.60	50,450	25%	184,293	2.13	67,267	239,581	2.77	368,587	4.27	46.07
2	2019	1163	100%	1163	0	328	328	2	330	330	144,580	1.67	52,772	25%	192,773	2.23	70,362	250,605	2.90	385,547	4.46	48.19
3	2020	1215	100%	1215	0	343	343	2	345	345	150,820	1.75	55,049	25%	201,093	2.33	73,399	261,421	3.03	402,187	4.65	50.27
4	2021	1267	100%	1267	0	358	358	2	360	360	157,060	1.82	57,327	25%	209,413	2.42	76,436	272,237	3.15	418,827	4.85	52.35
5	2022	1320	100%	1320	0	373	373	2	375	375	163,420	1.89	59,648	25%	217,893	2.52	79,531	283,261	3.28	435,787	5.04	54.47
6	2023	1372	100%	1372	0	387	387	2	389	389	169,660	1.96	61,926	25%	226,213	2.62	82,568	294,077	3.40	452,427	5.24	56.55
7	2024	1425	100%	1425	0	402	402	2	404	404	176,020	2.04	64,247	25%	234,693	2.72	85,663	305,101	3.53	469,387	5.43	58.67
8	2025	1477	100%	1477	0	417	417	2	419	419	182,260	2.11	66,525	25%	243,013	2.81	88,700	315,917	3.66	486,027	5.63	60.75
9	2026	1530	100%	1530	0	432	432	2	434	434	188,620	2.18	68,846	25%	251,493	2.91	91,795	326,941	3.78	502,987	5.82	62.87

10	2027	1582	100%	1582	0	447	447	2	449	449	194,86 0	2.26	71,124	25%	259,81 3	3.01	94,832	337,75 7	3.9 1	519,62 7	6.0 1	64.95
11	2028	1634	100%	1634	0	461	461	2	463	463	201,10 0	2.33	73,402	25%	268,13 3	3.10	97,869	348,57 3	4.0 3	536,26 7	6.2 1	67.03
12	2029	1687	100%	1687	0	476	476	2	478	478	207,46 0	2.40	75,723	25%	276,61 3	3.20	100,96 4	359,59 7	4.1 6	553,22 7	6.4 0	69.15
13	2030	1739	100%	1739	0	491	491	2	493	493	213,70 0	2.47	78,001	25%	284,93 3	3.30	104,00 1	370,41 3	4.2 9	569,86 7	6.6 0	71.23
14	2031	1792	100%	1792	0	506	506	2	508	508	220,06 0	2.55	80,322	25%	293,41 3	3.40	107,09 6	381,43 7	4.4 1	586,82 7	6.7 9	73.35
15	2032	1844	100%	1844	0	520	520	2	522	522	226,30 0	2.62	82,600	25%	301,73 3	3.49	110,13 3	392,25 3	4.5 4	603,46 7	6.9 8	75.43
16	2033	1896	100%	1896	0	535	535	2	537	537	232,54 0	2.69	84,877	25%	310,05 3	3.59	113,16 9	403,06 9	4.6 7	620,10 7	7.1 8	77.51
17	2034	1949	100%	1949	0	550	550	2	552	552	238,90 0	2.77	87,199	25%	318,53 3	3.69	116,26 5	414,09 3	4.7 9	637,06 7	7.3 7	79.63
18	2035	2001	100%	2001	0	565	565	2	567	567	245,14 0	2.84	89,476	25%	326,85 3	3.78	119,30 1	424,90 9	4.9 2	653,70 7	7.5 7	81.71
19	2036	2054	100%	2054	0	580	580	2	582	582	251,50 0	2.91	91,798	25%	335,33 3	3.88	122,39 7	435,93 3	5.0 5	670,66 7	7.7 6	83.83
20	2037	2106	100%	2106	0	594	594	2	596	596	257,74 0	2.98	94,075	25%	343,65 3	3.98	125,43 3	446,74 9	5.1 7	687,30 7	7.9 5	85.91

Fuente: Elaboración Propia

Datos de entrada.

Población 2015(Po) : **2,282 hab**

Dotación per cápita (dot) : **200 l/hab/d**

Tasa de crecimiento Anual (r): **5.50%**

Periodo de Diseño (t) : **20 años**

1. Cálculo de la Población Futura (Pf)

$$Pf (\text{hab}) = Po (1 + r/100 * t)$$

$$Pf = 5043 \text{ hab}$$

2. Cálculo del Caudal Promedio (Qp)

$$Qp = \text{Dot} * \text{Pob}/86400 \text{ l/s}$$

$$Qp = 9\,420 \text{ l/s (NOTA: Dato de hoja de cálculo de demanda) Tabla 3.19}$$

3. Cálculo del Caudal Máximo diario (Qmd)

$$Qmd = 1.3 (Qp)$$

$$Qmd = 12.246 \text{ l/s}$$

4. Cálculo del Tirante Medio del Agua (m).

$$Qp (\text{l/s}) = 1.838 L x H^{(3/2)}. \text{Fórmula de Francis}$$

Considerando: L = 18.00 m. Ancho del Vertedero

$$Q \text{ aforo} = 0.039 \text{ m}^3/\text{s} \text{ Caudal Mínimo de Aforo de la Quebrada}$$

$$H = 0.8012 \text{ m}$$

5. Cálculo del Tirante Máximo del Agua (m)

$$Qp (\text{l/s}) = 1.838 L x H^{(3/2)} \text{ Fórmula de Francis}$$

Considerando: L = 18.00 m Ancho del Vertedero

$$Q \text{ aforo} = 0.039 \text{ m}^3/\text{s} \text{ Caudal Máximo de Aforo de la Quebrada}$$

$$H = 0.8532 \text{ m}$$

6. Cálculo de la velocidad de paso por la compuerta de entrada del caudal de diseño (m)

DATOS

$$Q_{\max} = 0.035 \text{ m}^3/\text{seg}$$

$$Q_{\text{DER}} = 0.0152 \text{ m}^3/\text{seg}$$

$$A_E = 18 \text{ m}$$

\emptyset_H = Diámetro medio de los agregados

B_L = Borde libre

DISEÑO VENTANA DE CAPTACION

$$H_0 = 3\emptyset_H + B_L, \quad \text{Recomienda: } H_0 \geq 0.60 \text{ m v } H_0 \geq \frac{y_n}{3}$$

$$H_0 = 3 * (0.10) + 0.10 = 0.40 \text{ m}$$

$$H_0 \geq 0.60 \text{ m}$$

$$H_0 \geq \frac{y_n}{3} \quad \rightarrow \quad H_0 = 0.60 \text{ m}$$

VENTANA DE CAPTACIÓN COMO VERTEDERO:

$$Q_{VL} = \frac{2}{3} * C * L * \sqrt{2 * g * h^3} \quad \rightarrow \quad \textit{Vertedero Rectangular}$$

Valores de C C. Ancho: 0.49 – 0.51

C. Ancho Vert : 0.50 – 0.55

C. Afilado : 0.60 – 0.64

C. Redondeado: 0.79

C. Creaber : 0.75

De la ecuación dando valor a “C” = 0.50

+ Dando valores:

$$L = 1.00 \text{ m} \rightarrow h = 0.20 \text{ m}$$

$$L = 0.70 \text{ m} \rightarrow h = 0.33 \text{ m}$$

$$L = 0.50 \text{ m} \rightarrow h = 0.25 \text{ m}$$

7. Cálculo de la eficiencia de paso en la compuerta lateral (%)

$$E = a^* / (a^* + t)$$

Considerando: $a^* = 1$ pulg espesor de la barra

$t = 0.21$ pulg espaciamiento de cada barra

son 8 barras

$$E = 0.830$$

8. Cálculo de la Perdida de Carga en la entrega de la Compuerta (m)

$$H_f (m) = K \times (t/a) \times (4/3) \times \text{Sen } b \times V \times V / (2g) \text{ Fórmula de Kirschmer}$$

Considerando $k = 2.42$ Se asume por ser de sección rectangular

$$a = 1 \text{ pulg}$$

$$t = 0.21 \text{ pulg}$$

$$b = 90^\circ$$

$$V = 0.39 \text{ m/s Vel. aguas arriba de la reja } (V = V^* \times E)$$

$$g = 9.8 \text{ m/s}^2$$

$$H_{f1} = 0.003116 \text{ m}$$

$$H_f (m) = 1.143 \times (V^*2 - V^2) / 2g \text{ Fórmula de Metcalf \& Eddy}$$

$$H_{f2} = 0.005037 \text{ m}$$

9. Cálculo de la caja de regulación y distribución de caudal (ventana de captación)

$$V_r = Q \times T$$

Caudal Mínimo de Aforo de la fuente

Considerando: $Q \text{ aforo} = 0.07 \text{ m}^3/\text{s}$

$$T = 1 \text{ s Tiempo de retención}$$

$$H = 0.23 \text{ m Altura de la caja de regulación}$$

$$\text{Ancho} = 2 \times \text{Largo}$$

$$V_r = 0.0828 \text{ m}^3$$

$$\text{Ancho} = 0.25 \text{ m}$$

$$\text{Largo} = 0.50 \text{ m}$$

10. Cálculo del tirante de agua en el vertedero triangular y el nivel de rebose de la caja de regulación

PÉRDIDA POR REJILLA EN VENTANA DE CAPTACIÓN

Teorema de Bernaulli: $h = k * \frac{v^2}{2 * g}$; $k = \beta * \left(\frac{S}{b}\right)^{1.33} * \sin(\alpha)$

$\beta = 0.82$ (Rectangular) – $S =$ Ancho de las barras de $3/4" = 0.019 \text{ m}$.

$\beta = 0.90$ (Circulares) – $b =$ Distancialibre entre barras.

$\alpha = 90^\circ$ – $b = 0.10 \text{ m}$.

$$k = 0.82 * \left(\frac{0.019}{0.10}\right)^{1.33} * \sin(90)$$

$$k = 0.0989$$

$$Q = A * V \quad \rightarrow \quad V = \frac{Q_{\text{DER}}}{L * h} = \frac{0.50}{0.70 * 0.35} \quad \rightarrow \quad V = 2.04 \text{ m/seg}$$

$$h = k * \frac{v^2}{2 * g} = 0.0982 * \frac{2.04^2}{2 * 9.81} = 0.02 \text{ m}$$

$$Q = 1.4 * H^{5/2} \text{ F\u00f3rmula de Thomson}$$

Considerando: $Q_{\text{dise\u00f1o}} = 0.01225 \text{ m}^3/\text{s}$ Caudal M\u00e1ximo Diario

H = 0.15 m Tirante de agua en el vertedero

Nivel de Rebose = 0.38 m Sobre el nivel de fondo de la caja de distribuci\u00f3n

11. Determinaci\u00f3n del Di\u00e1metro de la L\u00ednea de Conducci\u00f3n (D)

$$V_c = 1.974 * Q_{\text{md}} / D^2$$

$$D = \sqrt{1.974 * Q_{\text{md}} / V_c}$$

D(pulg), Q_{md} (L/s), V_c (m/s) = Recomendable: 1.0m/s - 1.5m/s, $V_c > 0.6 \text{ m/s}$

Asumiendo Veloc (V_c) = 1.2 m/s

$$D = 4.488 \text{ pulg}$$

Diámetro Comercial **D = 6 pulg**

Velocidad Recalculada **Vc = 0.67 m/s**

12. Diámetro de la canastilla de salida (comienzo de la conducción) (Dc)

$$D_c = 2 \cdot D + 1$$

Dc = 12.00 pulg

13. Determinar el número de Ranuras de la canastilla (n1) y su longitud (lc)

Si cada ranura de la canastilla tiene dimensiones definidas: a * l

Entonces: $Q_{md} = C_d \cdot (n_1 \cdot a \cdot l) \cdot V \rightarrow Q_{md}(\text{m}^3/\text{s})$, $C_d = 0.6-0.8$, a y l (metros), $V = V_c(\text{m/s})$

$$n_1 = Q_{md} / (a \cdot l \cdot V)$$

Asumiendo un $C_d = 0.6$

$$l = 1/4 \cdot \pi \cdot D_c$$

$$l \text{ (calculado)} = 0.239 \text{ m}$$

$$a \text{ (asumido)} = 0.0015 \text{ m}$$

$$n_1 = 84.65$$

n1 = 85.00 ranuras

$$l_c = 2 \cdot (12a) + n_1 \cdot a + (n_1 - 1) \cdot 6a$$

$$l_c = 0.9195 \text{ m}$$

$$l_c = 92 \text{ cm}$$

14. Determinación del diámetro de la tubería de rebose (Dr)

$$D_r = \sqrt{1.974 \cdot Q_{md} / V_r} \rightarrow D_r(\text{pulg}), Q_{md}(\text{L/s}), V_r = 0.5 \text{ m/s}$$

$$V_r \text{ (asumida)} = 0.5 \text{ m/s}$$

$$D_r = 7.0 \text{ pulg}$$

Diámetro Comercial Dr = 8 pulg

Velocidad Recalculada Vr = 0.38 m/s

Diseño del Barraje

(DISEÑO DEL BARRAJE SEGÚN EL TEXTO "LINEAMIENTOS PARA EL DISEÑO DE TOMAS DE CAPTACIÓN" DE HUGO AMADO ROJAS RUBIO)

1. Longitud del barraje

En función del ancho del cauce

Longitud del barraje 18.00 m

2. Altura del barraje

P	Altura del azud	1 m	
h_o	Altura de la toma	0.6 m	Asumido
h	Altura de la ventana de la captación	0.3 m	Asumido
r	Resguardo	0.1 m	Asumido
d	Diámetro conducción salida	0.16 m	
H	Carga de agua disponible	0.64 m	

3. Altura de agua sobre el vertedero

$$Q_p \text{ (l/s)} = 1.838 L \times H^{(3/2)}$$

Fórmula de Francis

L	longitud del barraje	18.00 m
Q	caudal a aliviar	0.07 m ³ /s
H_d	altura sobre vertedero	0.016 m

4. Velocidad de llegada

$$v = Q / (L * H)$$

v	velocidad de llegada	0.24 m/s
Q	caudal a aliviar	0.07 m ³ /s
L	longitud del barraje	18 m
H_d	altura sobre vertedero	0.02 m

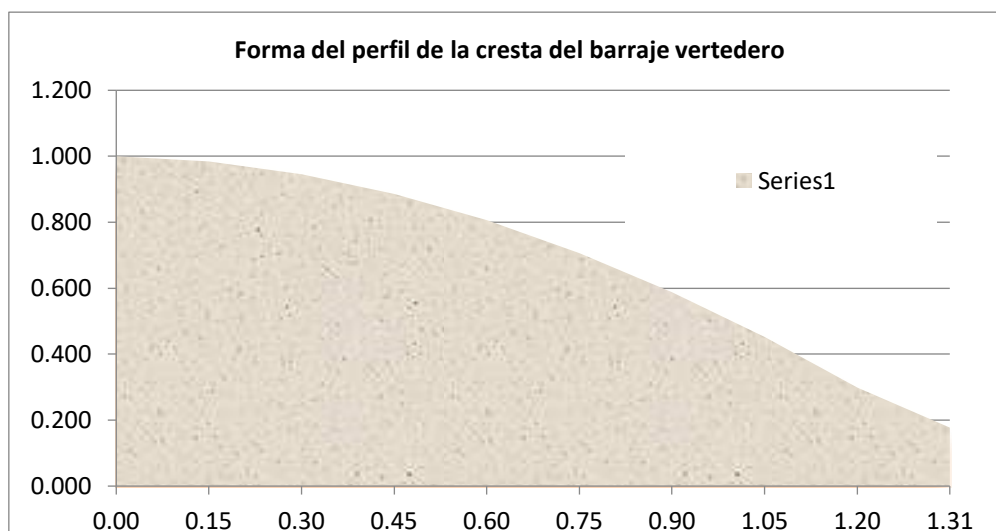
5. Forma del perfil de la cresta del barraje vertedero

$$X^{1.85} = 2(H_d)^{0.85} Y$$

H_d Calado de agua aguas arriba del barraje

1.00 m

x	y	H-Y
0.00	0.000	1.000
0.15	0.015	0.985
0.30	0.054	0.946
0.45	0.114	0.886
0.60	0.194	0.806
0.75	0.294	0.706
0.90	0.411	0.589
1.05	0.547	0.453
1.20	0.701	0.299
1.31	0.823	0.177



6. Dimensiones del colchón disipador

VELOCIDAD Y TIRANTE AL PIE DEL AZUD

$$v_1 = (2g \cdot (C_0 - C_1 + P + H - d_1 + v_H^2 / 2g - hf_{0-1}))^{1/2}$$

C_0 cota del terreno aguas arriba del azud

C_1 cota del colchón disipador

$r=C_0-C_1$	Entre 0.5-1.0	0.5 m	Asumido
P	altura del barraje	1 m	
H	altura lámina vertiente	0.02 m	
d_1	tirante del río al pie del talud ($\geq 0.1\text{m}$)	0.1000 m	Asumido
hf_{0-1}	pérdida de carga entre 0 y 1		

$$0.1 \cdot v_H^2 / 2g$$

0.0003 m

v_H	velocidad en la cresta del barraje	0.24 m/s
v_1	velocidad al pie del talud	5.28 m/s

Comprobación:

$$v_1 = Q / (L \cdot d_1)$$

0.04 m/s

TIRANTE CONJUGADO

$$d_2 = -d_1/2 + (d_1^2/4 + 2 \cdot (v_1^2/g) \cdot d_1)^{1/2}$$

d_2	tirante conjugado	0.71 m
d_1	tirante del río al pie del talud ($\geq 0.1\text{m}$)	0.1000 m
v_1	velocidad al pie del talud	5.28 m/s

LONGITUD DEL COLCHÓN DISIPADOR

Schoklitsch

$$L = (5 \text{ a } 6) \cdot (d_2 - d_1)$$

L	longitud del colchón disipador	3.33 m
d_1	tirante del río al pie del talud ($\geq 0.1\text{m}$)	0.1000 m
d_2	tirante conjugado	0.71 m
	constante (5 a 6)	5.5

Asumida

Safranez

$$L = 6 \cdot d_1 \cdot F_1$$

L	longitud del colchón disipador	3.20	m
F1	$v1/(g \cdot d)^{1/2}$	5.33	
v1	velocidad al pie del talud	5.28	m/s
d1	tirante del río al pie del talud ($\geq 0.1\text{m}$)	0.10	m/s
L	longitud del colchón disipador	4.5	m ADOPTADA

Ver anexo 03 – Plano 2.6.1

3.4.3. Diseño del Sedimentador (Ver anexo 03 – 2.12.1)

Ancho del canal de ingreso

Caudal de diseño (constante)

Diámetro Arena

Altura Sedimentador

Densidad de la Arena

En función a la velocidad de escurrimiento:

De baja velocidad $v < 1$ m/s (0.20 – 0.60 m/s)

De alta velocidad $v > 1$ m/s (1 – 1.5 m/s)

Cálculo de la velocidad del flujo v en el tanque

La velocidad en un desarenador se considera lenta, cuando está comprendida entre 0.20 m/s a 0.60 m/s.

La elección puede ser arbitraria o puede realizar utilizando la fórmula de Campo.

$$v = a\sqrt{d} \left(\frac{\text{cm}}{\text{s}} \right)$$

Dónde:

d = diámetro (mm)

a = constante en función del diámetro.

Tabla 3.21

Memoria De Cálculo – Dimensionamiento De Unidad De Sedimentador Primario.

N°		Datos	Unidad	Criterios	Calculos	Resultados	Unidad
1	Area de la unidad	Caudal de diseño	12.24	l/s	$A_s = Q / (C_s \times N)$	$A_s = 20.80$	m ²
		$Q =$	0.01224	m ³ /s			
		N° de unidades	N = 3.00	Adimen.			
		Carga superficial	Cs = 16.95	m ³ /d			
2	Comportamiento hidraulico de la unidad	Ancho del sedimentador	B = 2.50	m	$L_1 = A_s / B$	$L = 8.32$ $L \approx 9.00$	m
		Longitud de la estructura de entrada	L2 = 1.00	m	$L_t = L_1 + L_2$	$L_t = 10.00$	m
		Verificacion de relacion	$2.8 < L_1 / B < 6$	Adimencional		$L_1 / B = 3.60$ $L_1 / B = \text{Cumple}$	Adimencional
		Altura del sedimentador	H = 2.00	m	$6.00 < L_1 / H < 20$	$L_1 / H = 5.00$ $L_1 / H = \text{Cumple}$	Adimencional
		Velocidad horizontal del flujo	$V_h < 0.55 \text{ cm/s}$		$V_h = 100 \cdot Q / B \times H$	$V_h = 0.08$	cm/s
		Tiempo de retencion de la unidad	$2 < T_o < 6.00$	horas	$T_o = A_s \times H / 3600 \times Q$	$T_o = 2.83185841$	Horas
3	Diseño de la cortina de distribución de flujo	Altura maxima en la tolva de lodos			$H_1 = H + S \times L_1$	$H_1 = 2.540$ $H_1 \approx 2.45$	m
		Pendiente en el fondo (S) =	6%			$H_2 = 0.009$ $H_2 \approx 0.01$	m
		Longitud de lacresta del vertedero a la salida	L3 = B = 2.50		$H_2 = (Q / 1.84 \times L_3)^{2/3}$		m
		Velocidad a traves de los orificios de la cortina de distribución	Vo = 0.10	m/s	$A_o = Q / V_o$	$A_o = 0.04$	m ²
		Diametros de los orificios	D = 0.0254	m	$a_o = 0.7854 \times (D^2)$	$A_o = 0.00051$	Area de un orificio
		Numero de orificios	n = Ao/ao	Adimencional	$n = A_o / a_o$	$n = 80.52$ $n \approx 45.00$	Numero de orificios
		Altura de la cubierta cubierta por orificios	h = H - (2/5) × H	m	$h = H - (2/5) \times H$	$h = 1.20$	m
		Numero de orificos a lo ancho	N1 = 9	Adimencional	$a = h / N_2$	$a = 0.240$	espaciamiento entre orificios
Numero de orificos a lo alto	N2 = 5	Adimencional	$a_1 = B - a \times (N_1 - 1) / 2$	$a_1 = 0.290$	espaciamiento lateral con respecto a la pared		
4	Sistema de limpieza	Sistema de limpieza					
		Ancho y altura de canal de limpieza	b = 0.20 h = 0.10		$A_{cl} = b \times h$	$A_{cl} = 0.02$	Area de compuerta de drenaje es igual al area de canal de limpieza
		Tiempo de vaciado de la unidad	T1 =	min	$T_1 = 60 \times A_s \times (H^{0.5}) / 4850 \times A_{cl}$	$T_1 = 19.68$	min
		Calculo del caudal de desague		m	$q = 1000 \times L \times B \times H_1 / 60 \times T_1$	$q = 16.94$	l/s
		Diametro de la tubería de desague		Pulgadas	$\varnothing = (1.974 \times q / v)^{0.5}$	$\varnothing = 4.72$	pulg.
		Asumiendo una velocidad = 1.50		m/s	$\varnothing = 6.00$	pulg.	

Fuente: Elaboración Propia

3.4.4. Diseño del Filtro Lento. (Ver anexo 03 – 2.12.2)

FILTRO DE DISEÑO LENTO

Datos	Unidad		Criterios	Cálculos
Caudal de diseño	Qmd	L/s		12.24
Número de unidades	N	adim		6.00
Velocidad de filtración	Vf	m/h	0.1 – 0.3 m/h	0.21
Espesor capa de arena extraída en c/d raspada	E	m	asumido	0.02
Número de raspados por año	n	adim	asumido	6
Área de medio filtrante de cada unidad	AS	m ²	$AS=Q/(N*Vf)$	34.97
Coefficiente mínimo costo	K	adim	$K=(2*N)/(N+1)$	1.71
Largo de cada unidad	B	m	$B=(AS*K)^{1/2}$ Usar B =	7.743 8.00
Ancho de cada unidad	A	m	$A=(AS/K)^{1/2}$ Usar A =	4.517 5.00
Volumen del depósito para almacenar arena durante 2 años	V	m ³	$V=2*A*B*E*n$	9.60
Velocidad de Filtración Real	VR	m/h	$V=Q/(N*A*B)$	0.184

CRITERIO DE DISEÑO

Parámetros	Valores	Unidad	Valor tomado
Velocidad de filtración	0.10 – 0.25	m/h	0.21
Área máxima de cada unidad	10 - 200	m ²	10 - 200
Número mínimo de unidades	2		6.00
Borde libre	0.20 – 0.60	m	0.4
Capa de agua	1.0 – 1.20	m	1.0

Altura del lecho filtrante	0.80 – 1.0	m	1.0
Granulometría del lecho	0.15 – 0.30	mm	0.30
Altura de capa soporte	0.10 – 0.30	m	0.25
Granulometría grava	1.5 - 40	mm	0.35
Altura de drenaje	0.10 – 0.30	m	0.25

DISEÑO ESTRUCTURAL

Ancho de filtro lento	B =	5.00	m	
Altura de canal	hc =	0.30		
Altura del material y agua	h =	2.60	m	
Longitud de filtro lento	L =	8.00	m	
Profundidad de cimentación	he =	1.20	m	Mínimo 1.20 m
Borde libre	BL =	0.40	m	
Altura total	H =	3.30	m	
Peso específico promedio	$\gamma_m =$	1 200.00	kg/cm ³	
Capacidad portante	$\sigma_m =$	1.00	kg/cm ²	
Resistencia del concreto	$f'c =$	210.00	kg/cm ²	
Esfuerzo de tracción por flexión	$f_t =$	12.32	kg/cm ²	$(0.85 f'c^{0.5})$
Esfuerzo de fluencia del acero	$F_y =$	4 200.00	kg/cm ²	
Fatiga del trabajo	$f_s =$	1 680.00	kg/cm ²	0.4 F_y
Recubrimiento	r =	3.00	cm	
Máximo momento absoluto		2 277.850	kg/m	
Espesor de pared		$(6 * M / ft)^{0.5}$	e =	33.00 cm
	para el diseño asumimos		e =	33.00 cm

Máx. momento armadura V.		$M_x =$	2277.8496 kg/m
Máx. momento armadura H.		$M_y =$	1560.7488 kg/m
Peralte efectivo	$d = e - r$	$d =$	30.00 cm
Área de acero vertical	$A_{sv} = M_x / (f_s * j * d)$	$A_{sv} =$	5.121 cm ²
Área de acero horizontal	$A_{sh} = M_y / (f_s * j * d)$	$A_{sh} =$	3.508 cm ²
	$k = 1 / (1 + f_s / (n * f'c))$	$k =$	0.352
	$j = 1 - (k/3)$	$j =$	0.883
	$n = 2100 / (15 * f'c)^{0.5}$	$n =$	9.6609
	$f_c = 0.45 * f'c$	$f_c =$	94.50 kg/cm ²
	$\rho = 0.7 * f'c^{0.5} / F_y$		0.0024
	$A_{Smin} = \rho * 100 * d$	$A_{Smin} =$	7.970 cm ²
Diámetro de varilla	3/4	2.84 cm ²	de área por varilla
	$A_{sv} \text{ considerado} =$	8.5 cm ²	
	$A_{sh} \text{ considerado} =$	8.5 cm ²	
Espaciamiento del acero	$\text{espa } v =$	0.333 m	tomamos: 0.25 m
	$\text{espa } v =$	0.333 m	tomamos: 0.25 m
Chequeo por esfuerzo cortante y adherencia			
Cálculo fuerza cortante máxima	$V_c =$	$\gamma_m * h^2 / 2 =$	4 056.00 kg
Cálculo del esfuerzo cortante nominal	$v_c =$	$V_c / (j * 100 * d) =$	1.53 kg/cm ²
Cálculo del esfuerzo permisible	$v_{max} =$	$0.02 * f'c =$	4.20 kg/cm ²
	verificar : si $v_{max} > v_c$ Ok!		
Cálculo de la adherencia	$u =$	$V_c / (\sum o * j * d) =$	8.53 kg/cm ²
		$\sum o_v =$	18
		$\sum o_h =$	18

$$\text{Cálculo de la adherencia permisible } u_{\max} = 0.05 * f'c = 10.5 \text{ kg/cm}^2$$

verificar : si $u_{\max} > uv$ **Ok!**

verificar : si $u_{\max} > uh$ **Ok!**

DISEÑO DE LOS MUROS

$$\text{Relación } B/H = 2.42 \quad 0.5 < B/H < 3$$

$$\text{Tomamos } 2.50$$

$$\text{Momentos en los muros } M = k * \gamma m * h^3 = 21\,091.20 \text{ kg}$$

B/(Ha+h)	x/(Ha+h)	y = 0		y = B/4		y = B/2	
		Mx (kg-m)	My (kg-m)	Mx (kg-m)	My (kg-m)	Mx (kg-m)	My (kg-m)
2.50	0	0.000	569.462	0.000	274.186	0.000	-1560.749
	1/4	253.094	464.006	147.638	274.186	-274.186	-1392.019
	1/2	232.003	295.277	168.730	210.912	-232.003	-1117.834
	3/4	-442.915	-21.091	-210.912	21.091	-105.456	-569.462
	1	-2277.850	-464.006	-1624.022	-316.368	0.000	0.000

DISEÑO DE LA LOSA DE FONDO

Considerando la losa de fondo como una placa flexible y empotrada en los bordes.

$$\text{Momento de empotramiento en el extremo } M(1) = -W(L)^2/192$$

$$M(1) = -1\,240.00 \text{ kg-m}$$

$$\text{Momento en el centro } M(2) = -W(L)^2/384$$

$$M(2) = 620.00 \text{ kg-m}$$

$$\text{Espesor asumido de la losa de fondo } el = 0.25 \text{ m}$$

$$\text{Peso específico del concreto } \gamma c = 2\,400.00 \text{ kg/m}^3$$

$$\text{Cálculo de } w = \gamma m * (h) + \gamma c * el$$

$$W = 3\,720.00 \text{ kg/m}^2$$

Para losas planas regulares armadas con armadura en dos direcciones, Timoshenko recomienda los siguientes coeficientes:

$$\text{Para un momento en el centro } : 0.0513$$

$$\text{Para un momento de empotramiento } : 0.529$$

Tabla 3.22
Cálculo De Una Estación De Cloración.

PASO	DATOS	CANTIDAD	UNIDAD	CRITERIOS	CALCULOS	RESULTADO	UNIDAD	
1	Caudal de diseño	Q	12.24	lps	$q=Q*DM/C$	1.05E-05	Caudal mínimo de agua requerido para la operación del eyector	m3/s
	Dosis maxima	DM	3.0	mg/l				
	Concentracion de solucion	C	3500	mg/l				
2				$W=Q*DM$	37	Capacidad requerida del equipo	mg/s	
					132.192	Capacidad requerida del equipo	g/h	
3	En el cuadro seleccionamos la capacidad del clorador	W_{max}	750	g/h		208.33	Capacidad comercial maxima mas cercana	mg/s
4				$W_{min}=W_{max}/20$	10.42	Capacidad minima del clorador	mg/s	
5	Velocidad en la tuberia de alimentacion de agua	V	0.8	m/s	$A=q/V$	1.31E-05	Area de la tuberia	m2
6	Area de la tuberia de alimentacion de agua	A	#####	m2	$F=(4*A/p)^{0.5}$	0.004	Diametro de la tuberia de alimentacion de agua	m
						0.16		pulg
						1/2	Diametro comercial	pulg
						0.013	Diametro comercial	m
7	Longitud de la tuberia de alimentacion de	L	9.14	m	$H_o=f*L*V^2/2gD$	0.70	Perdida de carga por friccion	m
	Coefficiente de friccion	f	0.03					
8	Coefficiente total de perdida de carga por accesorios	SK	2		$H_m=SK*V^2/2g$	0.07	Perdida de cargas menores	m
9	Presion requerida por el eyector	h	30	m	$H=h+H_o+H_m+H_s$	33.27	Carga dinamica total	m
	Altura de sumergencia	Hs	2.5	m				
10	Peso especifico del agua	d	1000	Kg/m3	$P=d*q*H/(75E)$	0.0062	Potencia de la bomba	hp
	Eficiencia	E	0.75					
11	Tiempo de contact	t	30	minutos	$V_{tc}=Q*t$	22.03	Volumen del tanque de contacto de cloro	m3
12	Dimensión aproximada:							
	Ancho de una cámara	b	1.5	m	$L_t=V_{tc}/(b*h)$	9.79	Longitud total de la camara de contacto	m
	Altura de agua	h	1.5	m				
13	Longitud de la bateria de filtro	L	3	m	$N=L_t/L$	3.0	Número de camaras de contacto	

Cálculo de almacén de hipoclorito de calcio

PASO	DATOS	CANTIDAD	UNIDAD	CRITERIOS	CALCULOS	RESULTADO	UNIDAD	
1	Dosis maxima	DM	4.3	mg/l	$D=(DM+Dm)/2$	2.85	Dosis promedio	mg/l
	Dosis minima	Dm	1.4	mg/l				
2	Tiempo de almacenamiento	T	20	dias	$W=Q*T*D$	22	Peso de hipoclorito de calcio requerido en el periodo de almacenamiento	Kg
	Caudal de diseño	Q	5	lps				
3	Peso de un tambor	P	50	Kg	$N=W/P$	0	Numero de Tambores	----
4	Area que ocupa cada tambor	Ac	0.159	m2	$At=1.3*Ac*N$	0.00	Area total ocupada por los tambores	m2

Sistema de emergencia para cloracion de hipoclorito de calcio

PASO	DATOS	CANTIDAD	UNIDAD	CRITERIOS	CALCULOS	RESULTADO	UNIDAD	
1	Caudal de diseño	Q	12.24	l/s	$q=Q*DM/C$	Caudal de dilucion	l/s	
	Dosis promedio	D	2.85	mg/lt				0.002
	Concentracion	C	2.00	%				0.150
2	Tiempo de contacto en horas	To	8.00	hr.	$V=qxTo$	0.05	Volúmen del Tanque de Solución	m3
3					$P=Q \times D$	35	Consumo de Reactivo	mg/s
						3.02	Consumo Promedio diario	Kg/día
4					$Po= P \times To/24$	1.0	Consumo por Tanque de Solución	Kg
5	Dosis Máxima	DM	4.3	mg/lt	$qM= Q \times DM / C$	0.003	Caudal máximo de dosificación	l/s
	Dosis Mínima	Dm	1.4	mg/lt	$qm = Q \times Dm / C$	0.001	Caudal mínimo de dosificación	l/s
3	Volúmen del Tanque	V	0.05	m3	$= Alt \times Ancho \times La$	0.50	Largo	m
						0.50	Ancho	m
						0.20	Altura	m

Diseño del difusor

Asumimos que:

Diámetro del difusor = 2.5 pulg

Número de orificios = 12 orificios

Diámetro del orificio = 0.5 pulg > 3 mm

Área del difusor = 0.003068

Área del orificio = 0.000123

$$nx \frac{Ao}{Ac} = 0.481 < 0.42$$

Separación entre orificios (e) =	6.52 cm	< 10 cm		
Para qM	0.125	0.0003125	0.000754832	
Para q min	0.125	0.0003125	2761047.367	1390801.992
Para q promedio	0.125	0.0003125	20556.61747	

3.4.6. Diseño del Reservorio. (Ver anexo 03 – 2.7).

Cálculo De Volumen De Almacenamiento De Reservorio

RESERVORIO	VOLUMEN DE ALMACENAMIENTO							
	PERIODO DE DISEÑO	DEMANDA PROMEDIO (Qp)		VOL DE REG. (25% del vol. de regulación)	VOL CONTRA INCENDIO	VOL RESERVA	VOL TOTAL	VOL FINAL
		(l/s)	(m3/día)	(m3)	(m3)	(m3)	(m3)	(m3)
RP-01	20	4.10	354.24	88.56	0.00	0.00	88.56	90.00

$$\text{Vol. De reg.} = \boxed{25 \% * Q_p} = 90.00 \text{ m}^3$$

Vol contraincendio = 0.00 m3 Es obligatorio 50 m3 solo para poblaciones mayores o iguales a 10,000.00 habitantes, de acuerdo a la norma OS.030 del Reglamento Nacional de Edificaciones

Vol reserva = 0.00 m3 De ser el caso, se debe justificar un volumen adicional de reserva. Para nuestro caso no se considera

$$\text{Vol total} = 88.56 \text{ m}^3$$

$$\text{Vol final} = \boxed{90.00 \text{ m}^3}$$

RESERVORIO PROYECTADO

Dimensión	CIRCULAR
Diámetro	D = 6.00 m
radio	r = 3.00 m

Altura útil	H	=	3.30 m
Borde Libre	B	=	0.45 m
Altura de cúpula	Ac	=	0.60 m
Altura total	At	=	4.35 m

CRITERIOS DE DISEÑO (RESERVORIO VOL. = 90.00 m³)

El tipo de reservorio a diseñar será superficialmente apoyado.

Las paredes del reservorio estarán sometidas al esfuerzo originado por la presión del agua.

El techo será una losa de concreto armado, su forma será de bóveda, la misma que se apoyará sobre una viga perimetral, esta viga trabajará como zuncho y estará apoyada directamente sobre la pared.

La losa de fondo, se apoyará sobre una capa de relleno simple, indicado en el anexo 03 – 2.7.

Se diseñará una zapata corrida que soportará el peso de los muros e indirectamente el peso del agua.

Al lado de este reservorio se construirá una caja de control, en su interior se ubicarán los accesorios de control de entrada, salida y limpieza del reservorio.

Se usará los siguientes datos para el diseño:

$$f'c = 210 \text{ kg/cm}^2$$

$$f'y = 4200 \text{ kg/cm}^2$$

$$q_{adm} = 0.90 \text{ kg/cm}^2 = 9.00 \text{ Ton/m}^2$$

PREDIMENSIONAMIENTO

V : Volumen del reservorio 90.00 m³

di : Diámetro interior del Reservorio et : Espesor de la losa del techo

de : Diámetro exterior del Reservorio H : Altura del muro

ep : Espesor de la pared h : Altura del agua

f : Flecha de la Tapa (forma de bóveda) a : Brecha de aire

Cálculo de “ H ”

Considerando las recomendaciones prácticas, tenemos que para:

VOLUMEN (m3)	ALTURA (m)	ALTURA DEL AIRE (m)
10 – 60	2.20	0.60
60 – 150	2.50	0.80
150 – 500	2.50 – 3.50	0.80
600 – 1000	6.50 como máx	0.80
más de 1000	10.00 como máx	1.00

Asumiremos: $h = 3.30 \text{ m}$ Altura de salida de agua: $h_s = 0.00 \text{ m}$
 $a = 0.45 \text{ m}$ $H = h + a + h_s = 3.75 \text{ m}$
 $HT = H + E \text{ losa} = 3.95$

Cálculo de “di”

ok

Remplazando los valores:

$$V = \frac{p_i * d_i^2 * h}{4}$$

Optamos por: $d_i = 5.89 \text{ m}$
 $d_i = 6.00 \text{ m}$

Cálculo de “f”

Se considera:

$$f = \frac{1}{6} * d_i = 0.60 \text{ m}$$

Cálculo de “ep”

Se calcula considerando dos formas:

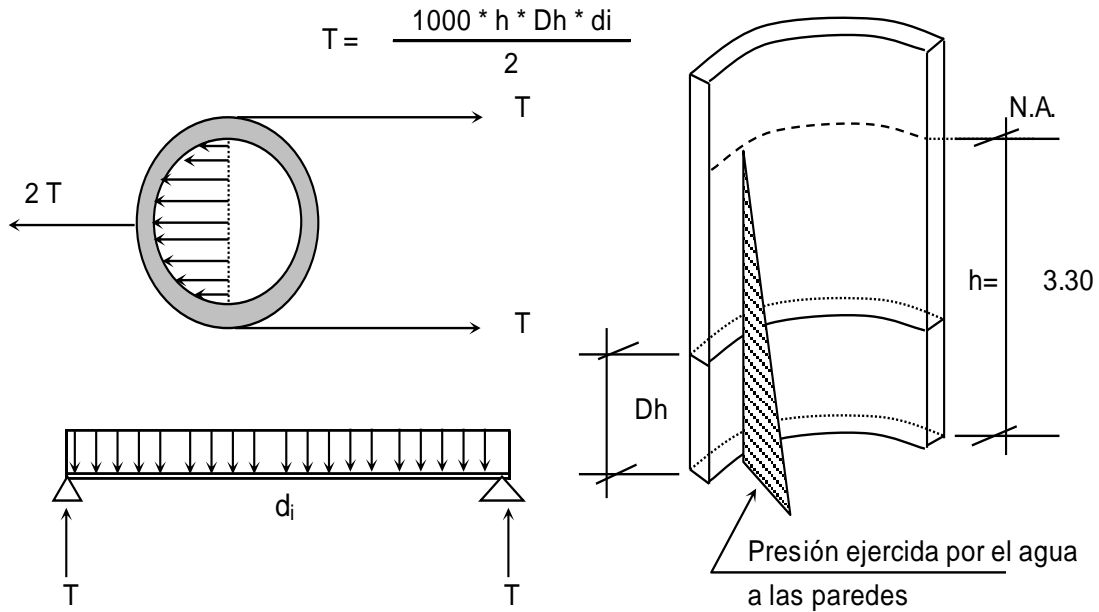
Según Company: $ep = (7 + 2h/100) \text{ cm}$

$h = \text{altura de agua en metros} = 3.30 \text{ m}$

Reemplazando, se tiene: $ep = 13.60 \text{ cm}$

Considerando una junta libre de movimiento entre la pared y el fondo, se tiene que sólo en la pared se producen esfuerzos de tracción. La presión sobre un elemento de pared situado a “h” metros por debajo del nivel de agua es de $\gamma_{agua} * h \text{ (kg/cm}^2\text{)}$, y el esfuerzo de

tracción de las paredes de un anillo de altura elemental “h” a la profundidad “h”; tal como se muestra en la imagen:



Analizando para un $Dh = 1.00 \text{ m}$

Reemplazando en la fórmula, tenemos: $T = 9900 \text{ kg}$

La tracción será máxima cuando el agua llega: 3.75 m

Reemplazando en la fórmula, tenemos: $T_{\max} = 11250 \text{ kg}$

Sabemos que la fuerza de Tracción admisible del concreto se estima de 10% a 15% de su resistencia a la compresión, es decir:

$T_c = f'c \cdot 10\% \cdot 1.00\text{m} \cdot e_p \dots$ igualando a “T” (obtenido)

$11250 = 210.00 \cdot 10\% \cdot 100.00\text{m} \cdot e_p$

Despejando, obtenemos: $e_p = 5.36 \text{ cm} \dots$ es $< e_1$, no se tendrá en cuenta

Por facilidad de construcción y práctica es recomendable usar como espesor de pared:

$e_p = 20 \text{ cm}$

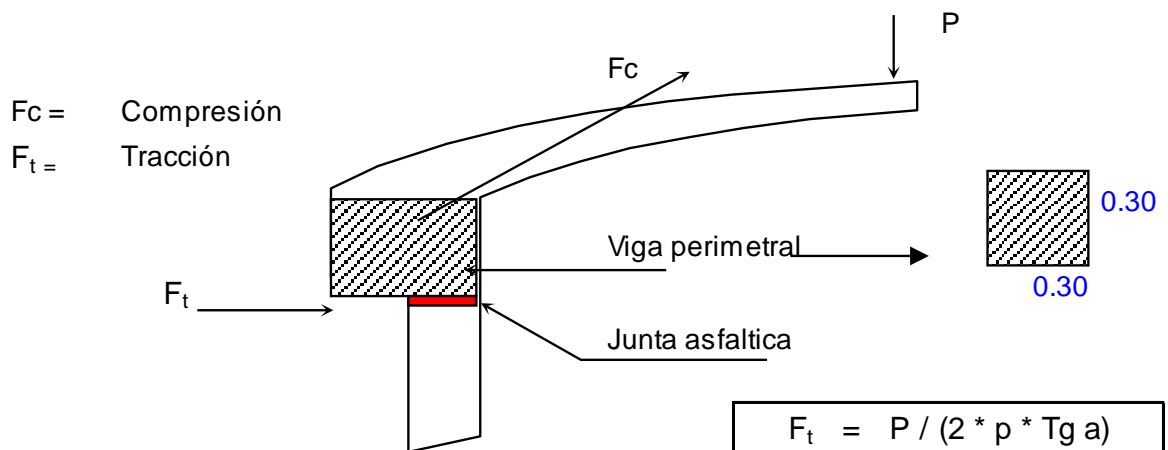
Cálculo de “de”

$d_e = d_i + 2 \cdot e_p = 6.40 \text{ m}$ Diámetro exterior

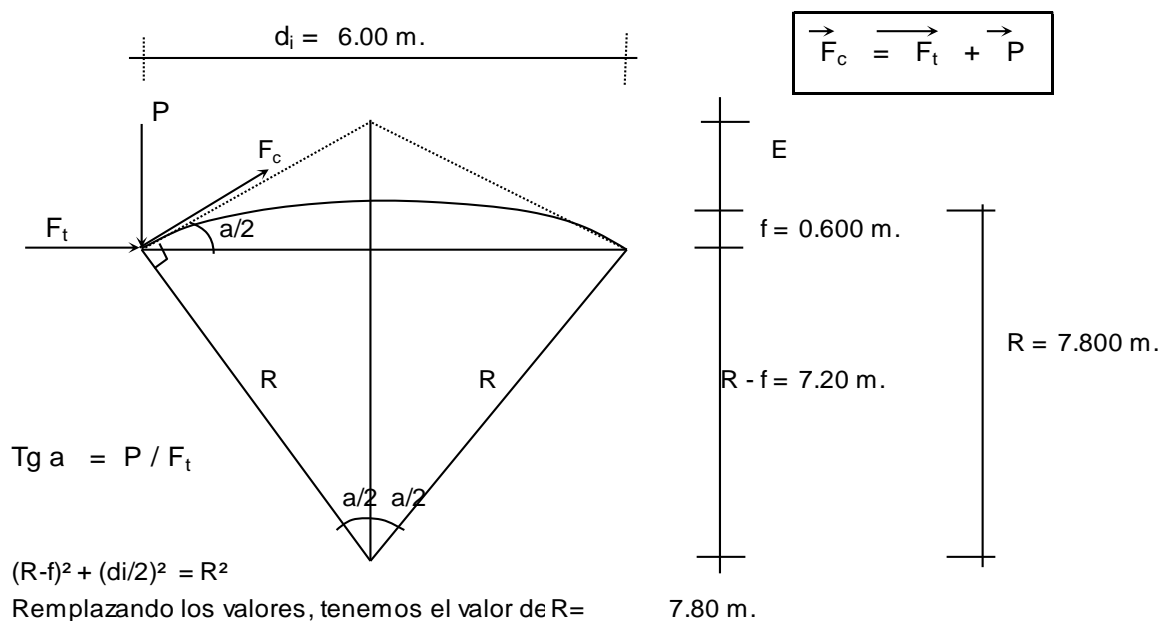
Cálculo del espesor de la losa del techo "et"

Como se indicaba anteriormente, la cubierta tendrá forma de bóveda, y se asentará sobre las paredes por intermedio de una junta de cartón asfáltico, evitándose así empotramientos que originarían grietas en las paredes por flexión.

Así mismo, la viga perimetral se comportará como zuncho y será la que contrarreste al empuje debido a la forma de la cubierta. El empuje horizontal total en una cúpula del extremo.



Se calcularán 2 valores del espesor, teniendo en cuenta el esfuerzo a la compresión y el esfuerzo cortante del concreto. Para ello primero será necesario calcular los esfuerzos de Compresión y Tracción originados por el peso y la forma de la cúpula (F_c y F_t)



$$Tg a/2 = [d_i / 2] / (R-f) = 0.4167 \implies a = 45.240^\circ \quad a/2 = 22.62^\circ$$

Del gráfico:

$$F_c = \frac{P}{\text{seno } a}$$

Metrado de cargas:

Peso propio	=	192	kg/m ²
Sobre carga	=	150	kg/m ²
Acabados	=	100	kg/m ²
Otros	=	50	kg/m ²
TOTAL	=	492	kg/m ²

Área de la cúpula: $2\pi * r * f = 29.41 \text{ m}^2$ (casquete esférico)

Peso: $P = 492 \text{ kg/m}^2 * 29.41 \text{ m}^2 \rightarrow P = 14467.41 \text{ kg}$

Reemplazando fórmulas, tenemos:

$$F_t = 5526.14 \text{ kg}$$

$$F_c = 37615.27 \text{ kg}$$

Desarrollo de la Línea de Arranque (Longitud de la circunferencia descrita) - L_c :

$$L_c = \pi * d_i = 600 * \pi = 18.85 \text{ m}$$

Presión por metro lineal de circunferencia de arranque - P/ml :

$$P/\text{ml} = \frac{F_c}{L_c} = \frac{37615.30}{18.85} = 1995.55 \text{ kg/ml}$$

Esfuerzo a la compresión del concreto - P_c :

Por seguridad:

$$P_c = 0.45 * f'_c * b * e_t \quad \text{para un ancho de } b = 100.00 \text{ cm}$$

e_t = espesor de la losa del techo

Igualamos esta ecuación al valor de la Presión por metro lineal: P/ml

$$0.45 * 210.00 * e_t = 1995.55$$

$$e_t = 0.21 \text{ cm} \dots\dots \text{Primer espesor}$$

Este espesor es totalmente insuficiente para su construcción, más aun para soportar las cargas antes mencionadas.

Esfuerzo cortante por metro lineal en el zuncho (viga perimetral) - V/ml :

$$V/ml = \frac{P}{L_c} = \frac{14467.41}{18.85} = 767.52 \text{ kg/ml}$$

Esfuerzo permisible al corte por el concreto – V_u :

$$V_u = 0.5 * f'c^{1/2} * b * e_t \quad \text{para un ancho de } b = 100.00 \text{ cm}$$

Igualamos esta ecuación al valor de la Presión por metro lineal: P/ml

$$0.5 * 210.00^{1/2} * e_t = 767.52$$

$$e_t = 1.06 \text{ cm} \quad \dots\dots \text{Segundo espesor}$$

De igual manera, este espesor es totalmente insuficiente. De acuerdo al R.N.C., especifica un espesor mínimo de 5 cm. Para losa, por lo que adoptamos un espesor de losa de techo:

$$e_t = 8.00 \text{ cm}$$

Peso específico del concreto 2.40 Tn/m³

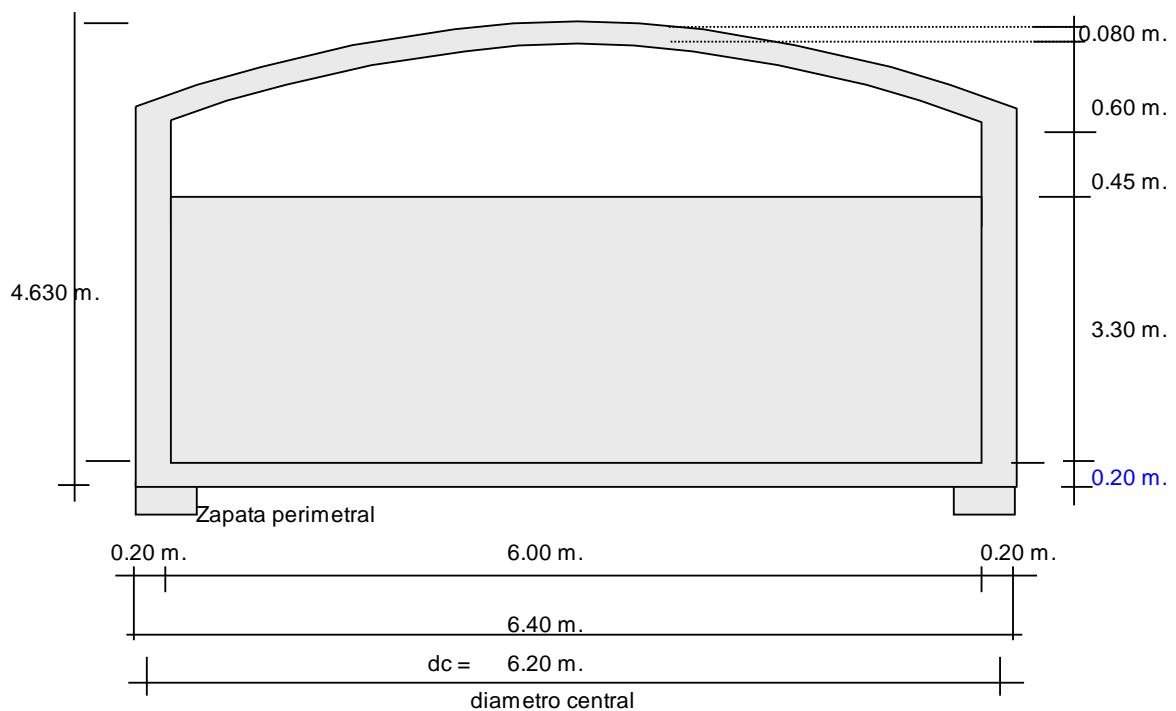
Peso específico del agua 1.00 Tn/m³

Zapata perimetral

b = 0.60 m

h = 0.40 m

Valores del Predimensionado



METRADO DEL RESERVORIO

Losa de techo : e 8.00 cm	$(2\pi \times r * f^*)e * \gamma_c =$	5.65 Ton.
Viga perimetral	$\pi \times dc * b * d * \gamma_c =$	4.21 Ton.
Muros o pedestales laterales	$\pi \times dc * e * h * \gamma_c =$	35.06 Ton.
Peso de zapata corrida	$\pi \times dc * b * h * \gamma_c =$	10.50 Ton.
Peso de Losa de fondo	$\pi \times di^2 * e * \gamma_c / 4 =$	15.44 Ton.
Peso del agua	$\pi \times di^2 * h * \gamma_a / 4 =$	93.31 Ton.
Peso Total a considerar :		164.16 Ton.

DISEÑO Y CÁLCULOS

Considerando lo siguiente:

Cuando el reservorio está Vacío, la estructura se encuentra sometida a la acción del suelo, produciendo un empuje lateral; como un anillo sometido a una carga uniforme repartida en su perímetro.

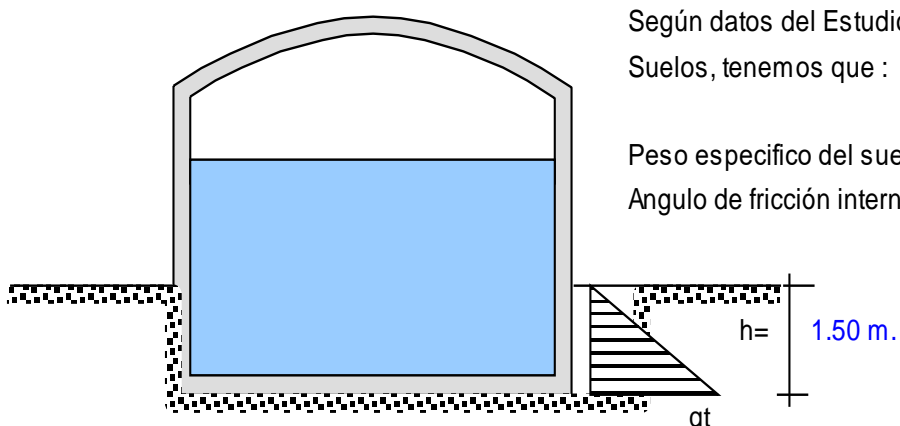
Cuando el reservorio está Lleno, la estructura se encuentra sometida a la acción del agua, comportándose como un pórtico invertido siendo la junta de fondo.

Diseño del reservorio (Vacío)

Momentos flectores:

$$M = M_o . M1 . X1 = qt . r^2/2 (1 - \cos\theta) - qt . r^2/6$$

Cálculo del Valor de qt



Vamos a considerar una presión del terreno sobre las paredes del reservorio de una altura de 1.50 m, es decir, la estructura está enterrada a esa profundidad.

Por mecánica de suelos, sabemos que el coeficiente de empuje activo $K_a = \tan^2(45 - \theta/2)$

Además, cuando la carga es uniforme, se tiene que: $W_s/c \rightarrow P_s/c = K_a * W_s/c$, siendo:

$W_s/c = qt$

$P_s/c = \text{Presión de la sobrecarga: } \delta s * h = K_a * qt$

$qt = \delta s . h . K_a$

Remplazando, tenemos:

$K_a = 1.000$

Entonces: $qt = 0.00 \text{ Tn/m}^2$

Aplicando el factor de carga útil: $qt_u = 1.55 * qt = 0.00 \text{ Tn/m}^2$

Cálculo de los Momentos flectores:

Datos necesarios: $r = \text{radio: } 3.20 \text{ m}$

$qt_u = 0.00 \text{ Tn/m}^2$

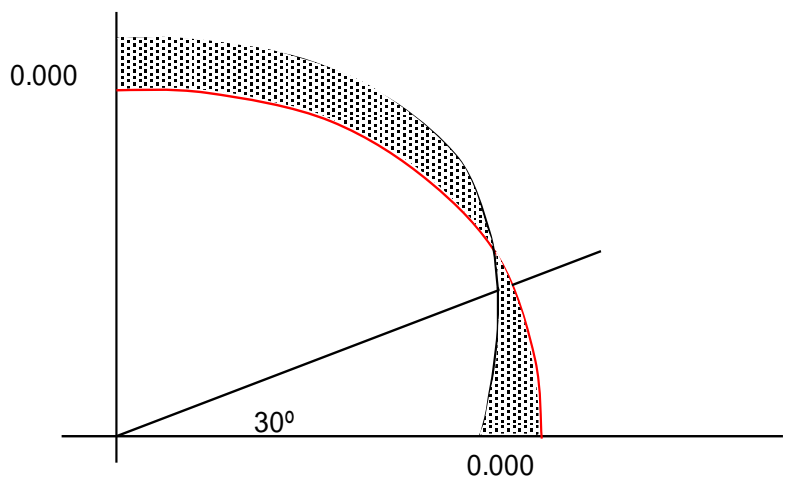
$L_{\text{anillo}} = 20.11 \text{ m}$

Cuando $0 \leq \theta \leq \pi/3$
 $M_u = qt . r^2/2 (1 - \cos\theta) - qt . r^2/6$

Cuando $0 \leq \theta \leq \pi/6$
 $M_u = qt . r^2 / 2 (1 - \cos\theta) - qt . r^2 [1 - \cos(30 - \theta)]$

θ	M_u (T-m / anillo)	M_u (T-m / m-anillo)	θ	M_u (T-m / anillo)	M_u (T-m / m-anillo)
0.00°	0.000	0.000	0.00°	0.000	0.000
10.00°	0.000	0.000	5.00°	0.000	0.000
20.00°	0.000	0.000	10.00°	0.000	0.000
30.00°	0.000	0.000	15.00°	0.000	0.000
40.00°	0.000	0.000	20.00°	0.000	0.000
48.15°	0.000	0.000	25.00°	0.000	0.000
60.00°	0.000	0.000	30.00°	0.000	0.000

Diagrama de Momentos



Cálculo de los Esfuerzos cortantes:

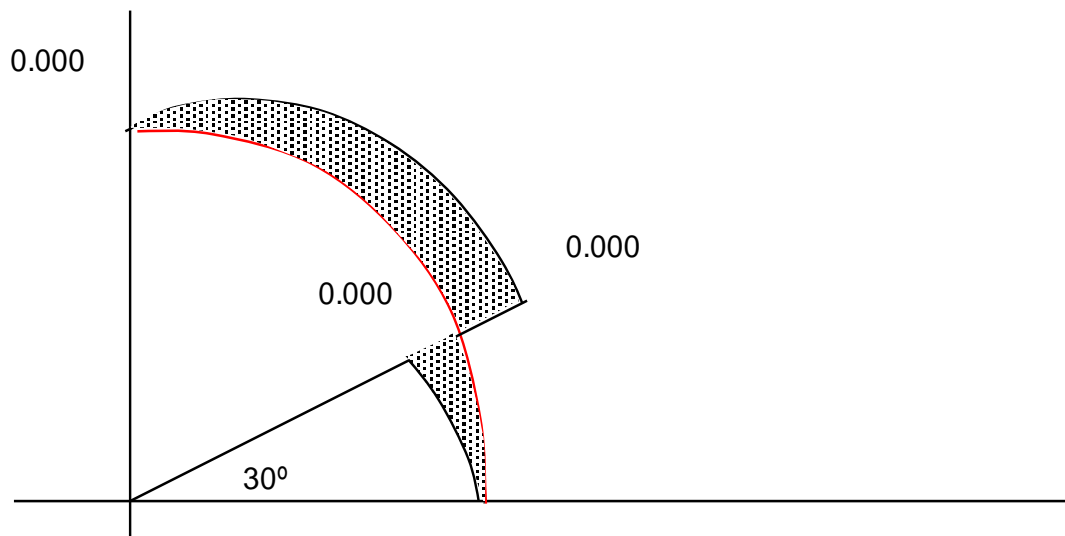
Cuando $0 \leq \theta \leq \pi/3$
 $Q = (1/r) * dM/d\theta = qtu \cdot r \cdot \text{sen}\theta / 2$

θ	Mu (T-m / anillo)
0.00°	0.000
10.00°	0.000
20.00°	0.000
30.00°	0.000
40.00°	0.000
50.00°	0.000
60.00°	0.000

Cuando $0 \leq \theta \leq \pi/6$
 $Mu = qtu \cdot r [-\cos\theta/2 + \text{sen}(30 - \theta)]$

θ	Mu (T-m / anillo)
0.00°	0.000
5.00°	0.000
10.00°	0.000
15.00°	0.000
20.00°	0.000
25.00°	0.000
30.00°	0.000

Diagrama de cortantes



Cálculo de acero en las paredes del Reservorio debido a los esfuerzos calculados:

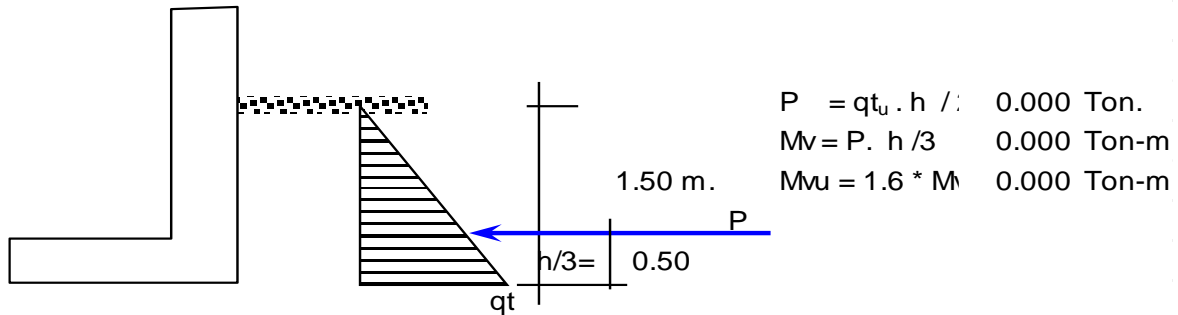
Acero horizontal:

$ep = 20 \text{ cm}$ $\text{recubrim} = 2.5 \text{ cm}$ $f'c = 210 \text{ kg/cm}^2$ $\beta = 0.85$
 $p \text{ min} = 0.0020$ $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$ $\phi = 0.90$

M(Tn-m)	b (cm)	d(cm)	a (cm)	As (cm ²)	As min	As diseñd	3/8	Total	Disposición
0.00	100.00	17.02	0.000	0.00	3.40	3.40	4	2.85	Ø 3/8 @ 0.25

Acero vertical:

Se hallará con el momento de volteo (M_v)



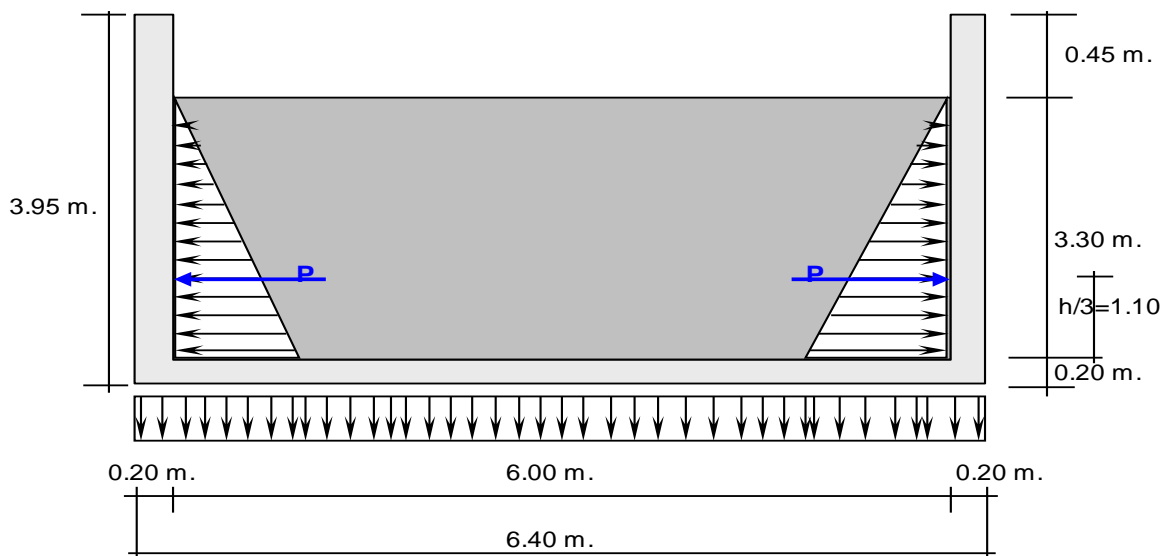
M(Tn-m)	b (cm)	d(cm)	a (cm)	As (cm ²)	As min	p=As/bd	3/8	Total	Disposición
0.00	100.00	17.02	0.000	0.00	3.40	0.0020	4	2.85	Ø 3/8 @ 0.25

Diseño del reservorio (Lleno) considerando: la unión de fondo y pared rígida (empotramiento)

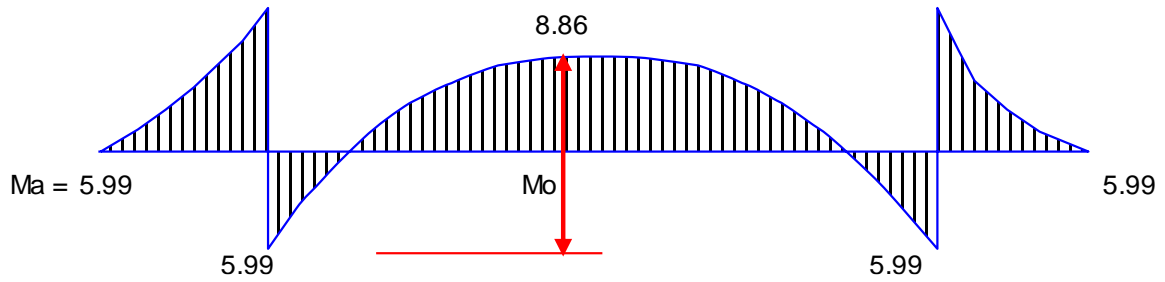
Si se considera el fondo y paredes empotradas, se estaría originando momentos de flexión en las paredes y en el fondo de la losa, ambas deberán compartir una armadura para evitar el agrietamiento. Para ello se ha creído conveniente dejar de lado la presión del suelo (si fuera semi enterrado), ambas se considera el reservorio lleno, para una mayor seguridad en el diseño. Tanto las paredes y el fondo de la losa se considerarán dos estructuras:

Los anillos horizontales que están resistiendo los esfuerzos de tracción.

Los marcos en "U", que serían las franjas verticales, denominados pórticos invertidos que están sometidos a flexión y además resistirían esfuerzos de tracción en el umbral o pieza de fondo; es decir la presión se supondrá repartida en los anillos (directrices) y en los marcos.



Analizando una franja de un metro de ancho, de los marcos en “U”, tenemos el siguiente diagrama de momentos:



Calculando:

$$P = (\delta a * H^2 / 2) * 1.00 \text{ m} = 5.45 \text{ Tn}$$

$$Ma = P * H / 3 = 5.99 \text{ Tn/m}$$

$$Mu = Ma * 1.55 = 9.28 \text{ Tn/m}$$

Para el momento en el fondo de la losa, se despreciará por completo la resistencia del suelo.

Presión de fondo $W = 3.30 \text{ Tn/m}$ Carga repartida

$$Mo = W * D^2 / 8 = 14.85 \text{ Tn/m}$$

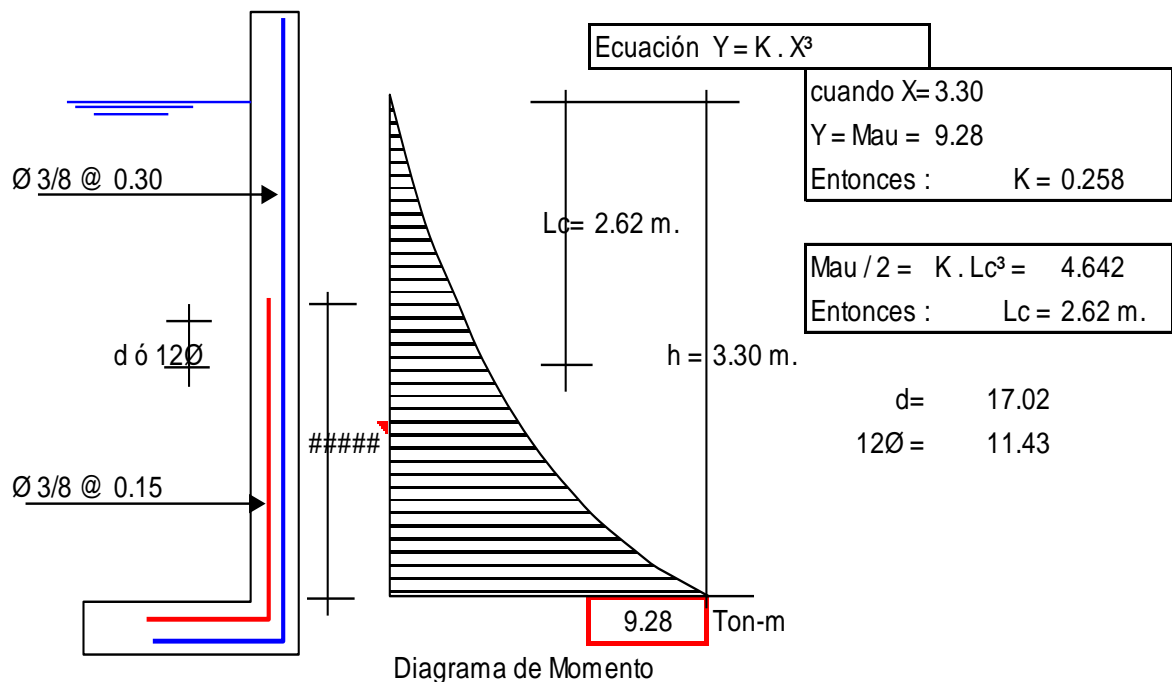
La tracción en el fondo $T = W * D / 2 = 9.90 \text{ Ton}$

Cálculo de acero en las paredes del Reservorio debido a los esfuerzos calculados:

Acero Vertical:

Mau = 9.28 Ton-m

M(Tn-m)	b (cm)	d(cm)	a (cm)	As (cm ²)	As min	p=As/bd	3/8	Total	Disposición
9.28	100.00	17.02	3.82	16.25	3.40	0.0095	7	4.70	Ø 3/8 @ 0.15



Cortante asumido por el concreto en una franja de 1.00

$$V_c = \emptyset 0.53 \sqrt{210 * b * d}$$

siendo:

$$b = 350 \text{ cm}$$

$$V_c = 38.90 \text{ Tn}$$

$$\emptyset = 0.85$$

$$d = 17.02 \text{ cm}$$

La tracción en el fondo de la franja 9.90 Tn **T < Vc, Ok!**

* Acero Horizontal:

Tal como se calculó para el pre dimensionamiento del espesor de la pared las tracciones en un anillo se encontrará considerando en las presiones máximas en cada anillo. Ya que los esfuerzos son variables de acuerdo a la profundidad, el anillo total lo dividimos en:

$$T = \frac{1000 * h * h_i * d_i}{2}$$

$$h = 1.88 \text{ m}$$

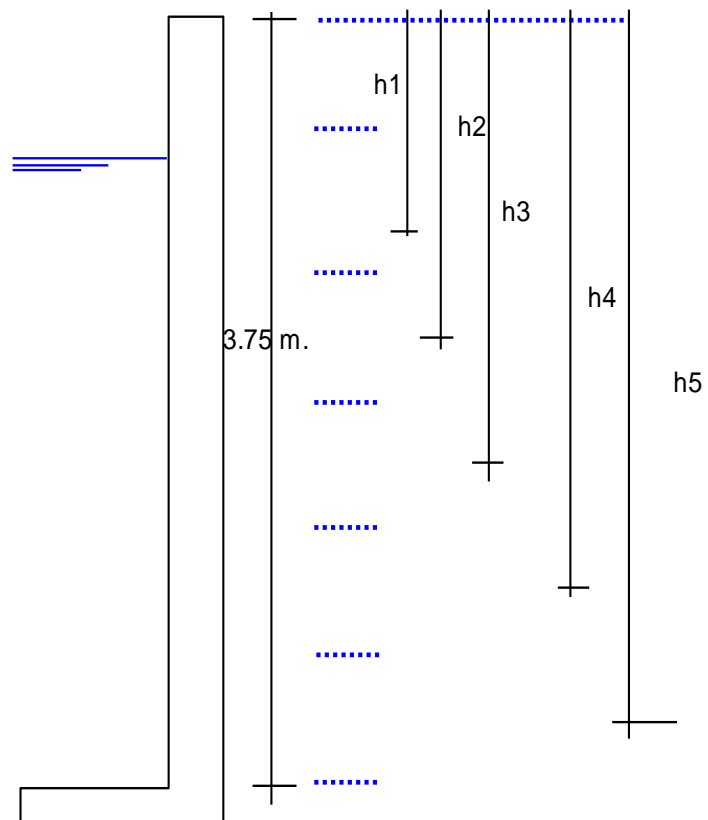
$$d_i = 6.00 \text{ m}$$

Los 2 primeros anillos conformarán uno solo

hi =	Long. (m)
h1 =	2.81
h2 =	4.69
h3 =	6.56
h4 =	8.44
h5 =	10.31

Remplazando en la ecuación:

Anillo	T (tn)
1	15.820
2	26.367
3	36.914
4	47.461
5	58.008



$$-T = F_s * A_s \quad F_s = 0.5 F_y = 2100$$

$$A_s \text{ min} = 0.002 * 1.88 \text{ m} * 17.02 \text{ cm} = 6.38 \text{ cm}^2$$

$$\text{Separación } S \text{ max} = 1.5 \quad \rightarrow \quad e = 0.30 \text{ m}$$

Por esfuerzo de tracción, tenemos que:

Anillo	T(Kg)	As (cm ²)	As (usar)	3/8"	Total cm ²	Disposición	
1	15820.3	7.53	7.53	2	1.43	Ø 3/8@	0.30
2	26367.2	12.56	12.56	5	3.56	Ø 3/8@	0.30
3	36914.1	17.58	17.58	5	3.56	Ø 3/8@	0.30
4	47460.9	22.60	22.60	5	3.56	Ø 3/8@	0.30
5	58007.8	27.62	27.62	6	4.28	Ø 3/8@	0.30

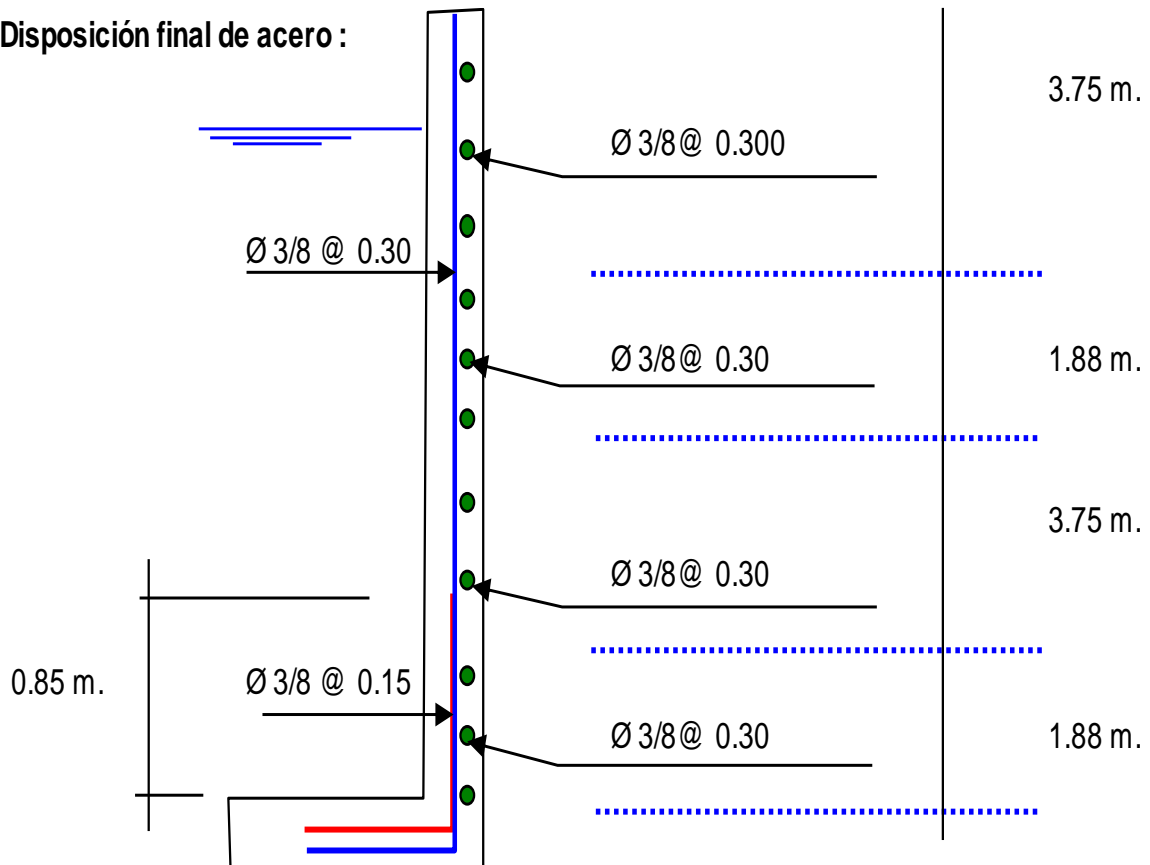
Asimismo, consideramos acero mínimo en la otra cara del muro

Acero Longitudinal : lo consideramos como acero mínimo Ø 3/8 @ 0.30

Acero Horizontal : lo consideramos (2/3) del acero mínimo $2/3 * 6.38\text{cm}^2 = 4.26\text{ cm}^2$

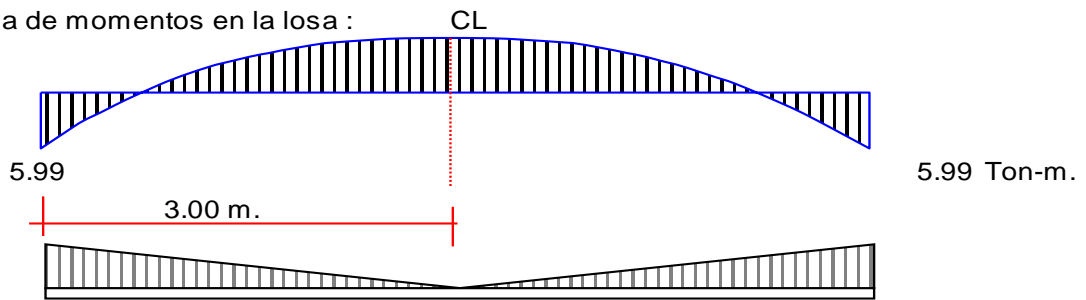
Ø 3/8 @ 0.17

Disposición final de acero :



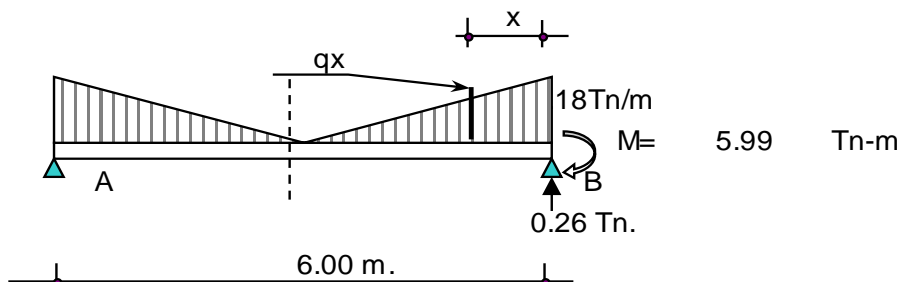
Diseño y cálculo de acero en la losa de fondo del Reservoirio:

Diagrama de momentos en la losa :



$$\text{Peso Total} = \delta a * H * \pi * R^2 = 93.31 \text{ Tn}$$

$$\text{Carga unitaria por unidad de longitud } q = H * \delta a / \text{long del círculo} = 0.18 \text{ Tn/m}$$



Cálculo del cortante a una distancia "X"

Se hallará el valor de "q_x" en función de "X", $q_x = 0.058 * (3.000 - X)$

$$\text{Cortante "V}_x\text{": } V_x = R - P - 0.5 * (q' + q_x) * X = 0.263 - 0.175X + 0.029 X^2$$

$$\text{Momento "M}_x\text{": } M_x = -M + (R - P) * X - q_x * X^2/2 - (q' - q_x) * X^2/3$$

$$M_x = -5.99 + 0.263X - 0.088 X^2 + 0.010 X^3$$

Valores :	X (m)	=	0.00	0.50	1.00	1.50	2.00	2.50	3.00
	V (Ton)	=	0.26	0.36	0.47	0.59	0.73	0.88	1.05
	M (Tn-m)	=	-5.99	-5.88	-5.80	-5.76	-5.74	-5.73	-5.73

Chequeo por cortante:

Concreto en una franja de 1.00 m

$$V_c = \phi 0.5 \sqrt{210 * b * d} \quad \text{siendo: } b = 100 \text{ cm}$$

$$V_c = 12.32 \text{ Tn} \quad d = 0.20$$

$$\phi = 0.85$$

La tracción máxima en la losa es $V_u = 1.05 \text{ Tn}$ **T < V_c, Ok!**

$$M_{au} = 1.55 * 5.73 = 8.88 \text{ Tn/m}$$

Recubrim = 2.50 cm

M(Tn-m)	b (cm)	d(cm)	a (cm)	As (cm ²)	As min	p=As/bd	As usar	Ø	Disposición
8.88	100.00	16.87	3.68	15.63	3.37	0.0093	15.63	1/2	Ø 1/2 @ 0.20 m

Acero de repartición,

Usaremos el As min =

As usar	Ø	Disposición
3.37	1/2	Ø 1/2 @ 0.38 m

Diseño y cálculo de acero en la cimentación:

* Acero negativo

Maul = 9.28 Tn/m

Longitud: $V_c = (12\phi \text{ ó } d) = 0.19 \text{ m}$

$d = 16.87 \text{ cm}$

$12\phi = 19.05 \text{ cm}$

M(Tn-m)	b (cm)	d(cm)	a (cm)	As (cm ²)	As min	p=As/bd	As usar	Ø	Disposición
9.28	100.00	16.87	3.87	16.45	3.37	0.0098	16.45	5/8	Ø 5/8 @ 0.12 m

Diseño de la zapata corrida

La zapata corrida soportará una carga lineal uniforme de:

Losa de techo	:	5.65 Tn	L = 18.85
Viga perimetral	:	4.21 Tn	Peso por metro lineal : 2.94 Tn/m
Muro de reservorio	:	35.06 Tn	
Peso de zapata	:	10.50 Tn	
		55.41 Tn	

Según el estudio de Suelos, se indica que:

$q_u = 0.900 \text{ kg/cm}^2$

Ancho de zapata corrida :

$b = \text{Peso por metro lineal} / q_u$

$b = 2.94/9.00 = 0.33 \text{ m}$

Para efectos de construcción asumiremos:

$b = 1.00 \text{ m}$

$\sigma_n = \text{Peso por metro lineal}/b = 2.94/1.00 = 0.294 \text{ kg/cm}^2$

Se puede apreciar que:

Reacción neta < q_u , Ok!

La presión neta de diseño o rotura:

$\sigma_{nd} = \delta_s * \frac{\text{Peso por metro lineal}}{\text{ancho de zapata}} = \delta_s * \sigma_n = 1.91 \text{ Tn/m}^3 * 0.294 = 5.6 \text{ Ton/m}^2$

Bien se sabe que el cortante crítico o actuante, está a una distancia “d” del muro, del gráfico podemos decir:

$$V_u = 5.61 * (40 - d) / b * d$$

$$b = 60 \text{ cm}$$

Cortante asumido por el concreto:

$$V_c = \phi 0.5\sqrt{210},$$

siendo: $f'_c = 210 \text{ kg/cm}^2$

$$\phi = 0.85$$

Reemplazando, tenemos:

$$V_c = 61.59 \text{ Tn/m}^2$$

Igualando a la primera ecuación

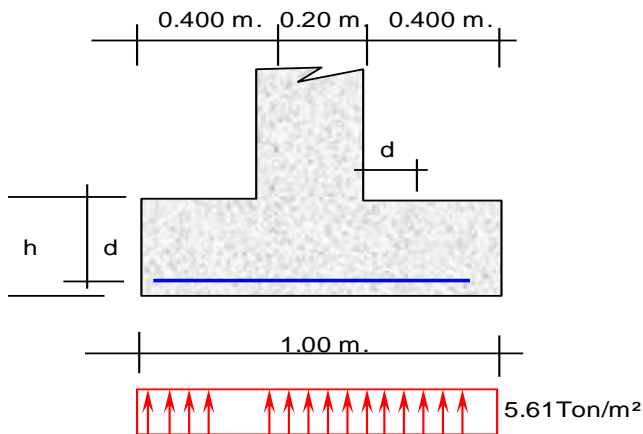
$$d = 0.06 \text{ m}$$

Recubrimiento: $r = 7.5 \text{ cm}$

$$h = d + r + \phi/2$$

$$h = 14.20 \text{ cm}$$

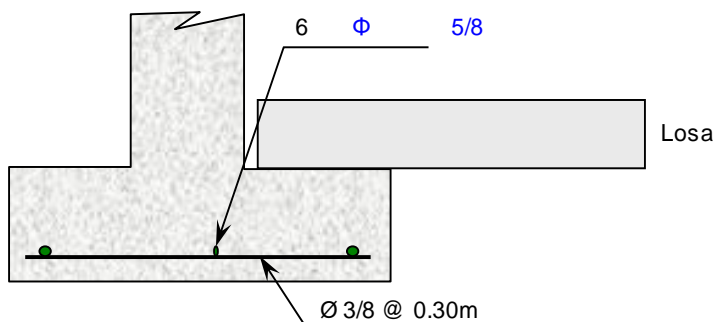
Adoptamos: $h = 0.40 \text{ m}$



Momento actuante en la sección crítica (cara del muro)

$$M = 5.6 \text{ Tn/m}^2 * 0.4002 / 2 = 0.449 \text{ Tn/m}$$

M(Tn-m)	b (cm)	d(cm)	a (cm)	As (cm²)	As min	p=As/bd	As usar	Ø	Disposición
0.449	100.00	32.02	0.087	0.37	6.40	0.0020	6.40	3/8	Ø 3/8 @ 0.30m



Diseño de la viga perimetral o de arranque:

Diseño por tracción:

Se considera que la viga perimetral está sometida a tracción.

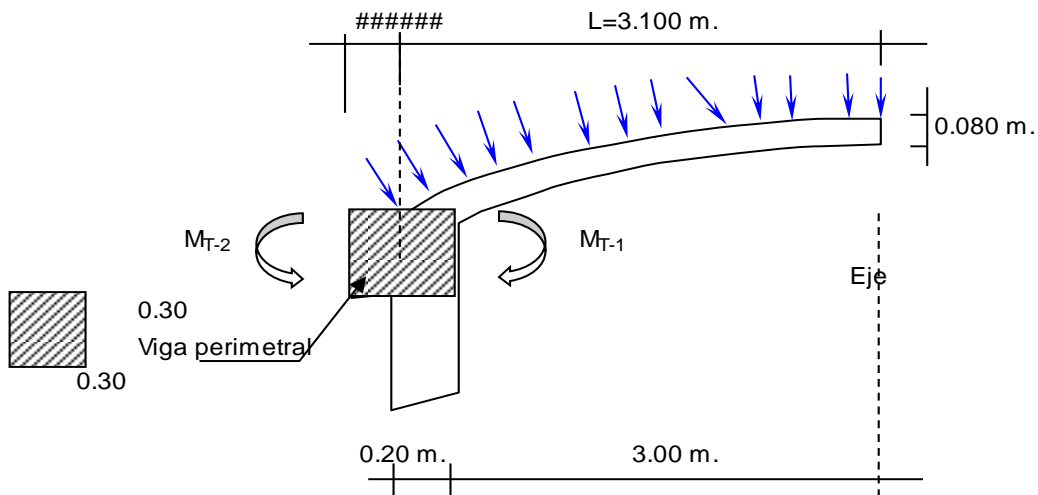
$$F_t = p / (2 * p * \operatorname{tg} \alpha) \quad P = 14467.41 \text{ kg}$$

$$\alpha = 45.24^\circ$$

Reemplazando: $F_t = 2283.37 \text{ kg}$

$$A_s = F_t / f_s = F_t / (0.5 * F_y) = 1.09 \text{ cm}^2$$

Diseño por torsión:



Para el presente diseño aplicaremos:

Factor de carga para peso propio = 1.40

Factor de sobrecarga = 1.70

Metrado de cargas:

Peso propio de viga $1.40 * 0.30 * 0.30 * 2.40 = 0.302 \text{ Tn/m}$

Peso propio de losa $1.40 * 0.080 * 2.40 = 0.2688 \text{ Tn/m}^2$

Sobre carga $1.70 * 0.150 = 0.255 \text{ Tn/m}^2$

Carga Total por m^2 de losa = 0.524 Tn/m^2

Carga total por ml de viga $\{0.524 * (3.00 + 0.30/2)\} + 0.302 = 1.952 \text{ Tn/ml}$

Cálculo de acciones internas:

Momento torsionante:

$$M_{T-1} = 0.524 \times 3.00^2 / 2 = 2.357 \text{ Tn-m}$$

$$M_{T-2} = 0.302 \times 0.20^2 / 2 = 0.006 \text{ Tn-m}$$

$$M_T = M_{T-1} / 2 \cdot 2.357 / 2 - 0.006 = 1.173 \text{ Tn-m}$$

Momento flexionante:

$$M_F = W * L^2 / 2 = 1.952 \times 1.00^2 / 2 = 0.976 \text{ Tn-m}$$

Fuerza cortante

$$Q = W * L / 2 = 1.952 \times 1.00 / 2 = 0.976 \text{ Tn/m}$$

$$V_u = V_c / (\emptyset \times b \times h) = 12.761 \text{ Tn/m}^2$$

$$\emptyset = 0.85$$

Cálculo de acero:

Refuerzo transversal

Por fuerza cortante: Cortante asumido por el concreto: $0.5 * (f'c)^{1/2}$

$$V_u = 12.761 \text{ Tn/m}^2 \quad V_c = 72.457 \text{ tn/m}^2$$

$V_c > V_u$ No necesita acero por cortante

Por torsión:

$$M_t = 1.173 \text{ Tn/m}$$

Momento resistente por el concreto:

$$M_c = \sum [b^2 * h * f'c^{1/2} * b^{1/2}] \quad (\text{viga} + \text{losa})$$

$$M_c = \frac{0.30^2 * 0.30 * 210^{1/2}}{0.3^{1/2}} + \frac{3.00^2 * 8.00 * 210^{1/2}}{3.00^{1/2}}$$

$$M_c = 71435.29 + 602.40 = 72037.7 \text{ kg/cm}$$

$$M_c = 0.720 \text{ Tn/m}$$

$$\text{Se sabe que: } T_s = M_T - M_C = 1.173 + 0.720 = 0.452 \text{ Tn/m}$$

$$A_s/S = T_s / [\emptyset c * F_y * b_1 * d] \quad \text{Siendo: } \emptyset c = 0.66 + 0.33 * (b_1/d) < 1.50$$

$$S = \text{Esporcimiento del acero} \quad b_1 = b - r - \emptyset/2 \quad d = h - r - \emptyset/2$$

A_s = Área del acero por torsión Recubrimiento: $r = 2.50$ cm

$$b_1 = 26.87 \quad d = 26.87$$

$$\phi_c = 0.9900 \quad \phi_c < 1.50 \text{ Ok!}$$

Reemplazando:

$$A_s/S = 0.0151 \text{ cm}^2/\text{cm} \quad S = A_{\text{varilla}} / 0.0151$$

$$d_o \phi = 3/8 \quad A_{\text{varilla}} = 0.71 \text{ cm}^2 \quad S = 0.47 \text{ m}$$

Usaré estribos de $\phi 3/8 @ 0.47$ m . Se colocará @ 0.30ojo

Refuerzo longitudinal

Por flexión: $A_s = MF / F_y * Z$ Siendo: $Z = 0.90 * d = 24.18$ cm

$$MF = W * L^2 / 8 = 1.952 * 1.00^2 = 0.244 \text{ Tn/m}$$

Remplazando

$$A_s = 24404.63 / 4200 * 24.18 = 0.240 \text{ cm}^2$$

$$A_{s_{\min}} = 0.002 * b * d = 1.612 \text{ cm}^2$$

Por torsión: Empleando la fórmula: $A_1 = 2 * (A_s / S) * (b_1 + d) = 1.63 \text{ cm}^2$

Ahora por reglamento se tiene que la resistencia de la viga reforzada debe ser mucho mayor que la resistencia de la viga sin refuerzo, aplicaremos la siguiente fórmula:

$$Tr_s = 0.6 * b^2 * h * f_c^{1/2} = 2.348 \text{ Tn-m/m} \quad M_T = 1.173 \text{ Tn/m}$$

Se tiene que $Tr_s > M_T$

Por lo tanto, el porcentaje total de refuerzo por torsión debe ser menor que el siguiente valor:

$$P_{it} \leq 6.40 * (f'_c/f_y)^{1/2} = 1.431$$

$$P_{it} = A_1 * (1 + 1/\phi_c)/(b * h)$$

Siendo: $A_1 = 1.62 \text{ cm}^2$

$$\phi_c = 0.9900$$

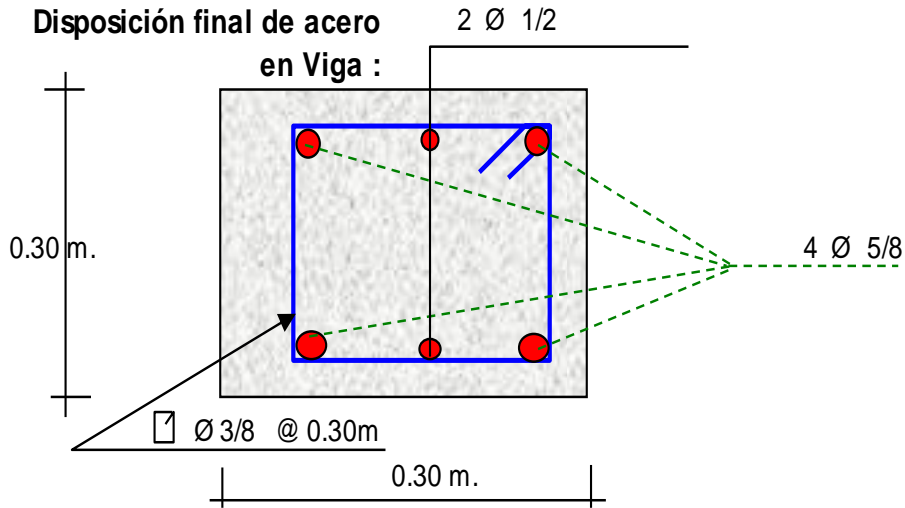
Remplazando, tenemos que : $P_{it} = 0.0036$

Como se puede apreciar : **$0.0036 < 1.431$ Ok!**

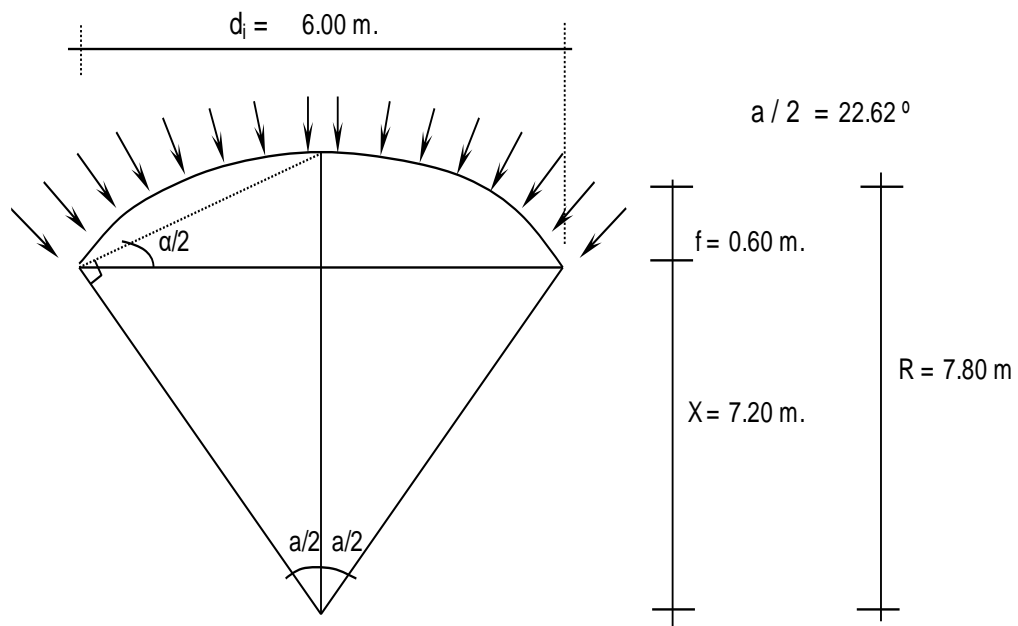
Sólo se considera acero por Tracción y Flexión:

$$A_{s \text{ total}} = A_{s \text{ flexión}} + A_{s \text{ tracción}} = 1.612 + 1.09 = 2.70 \text{ cm}^2$$

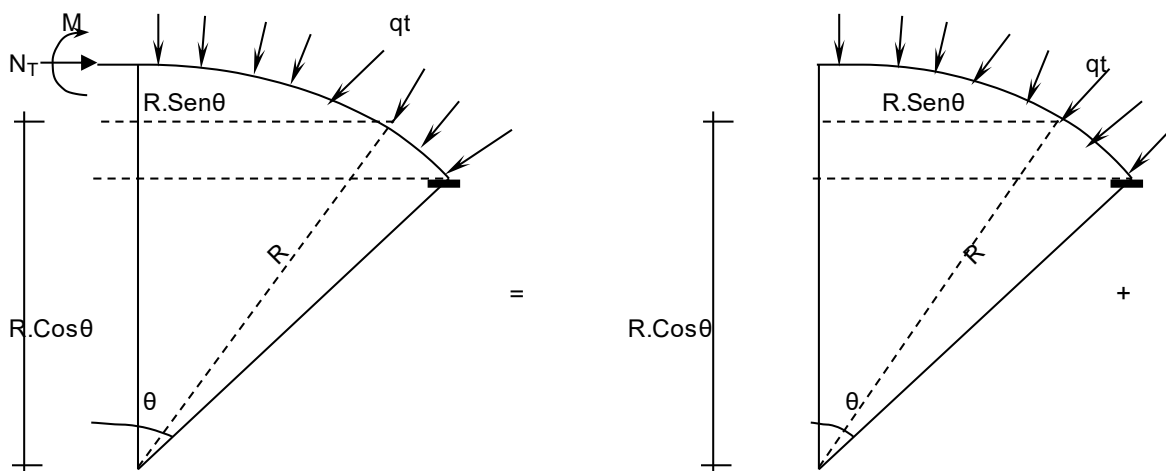
Usando: $1 \phi 1/2 + 2 \phi 5/8$ $A_{s \text{ total}} = 5.23 \text{ cm}^2$

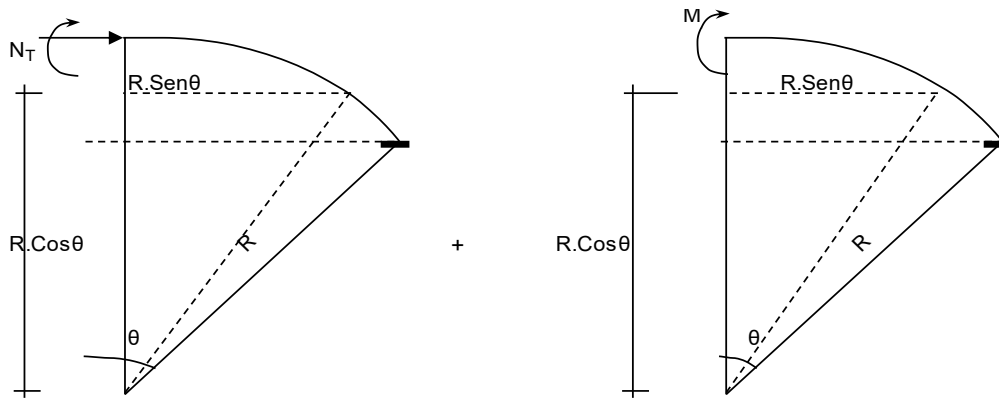


Diseño de la cúpula:



Se cortará por el centro, debido a que es simétrico; lo analizaremos por el método de las fuerzas:

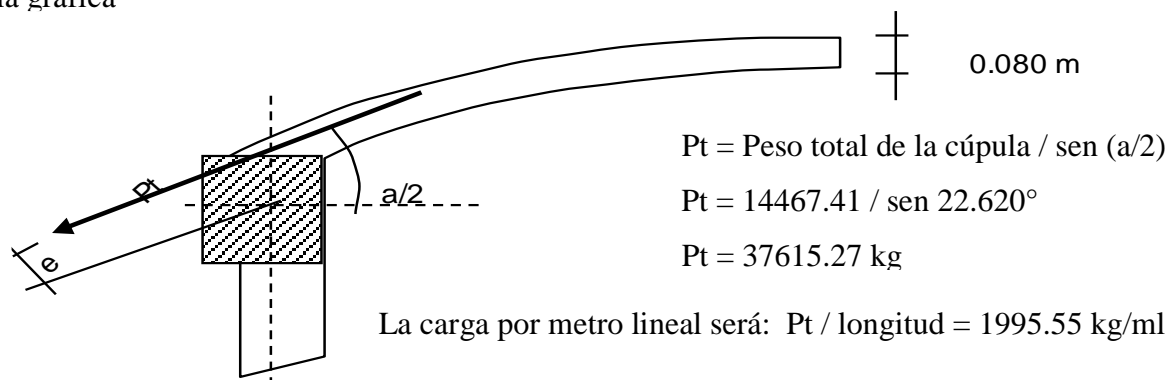




Analizando la estructura se tiene que:

$M = 0$; $N_T = W * r$, como se puede apreciar solo existe esfuerzo normal en la estructura

El encuentro entre la cúpula y la viga producen un efecto de excentricidad, debido a la resultante de la cúpula y la fuerza transmitido por las paredes. Como podemos apreciar en la gráfica



La excentricidad será: $e = d * \text{Cos } a/2 = 8.00 * \text{Cos } 22.620^\circ$
 $e = 0.074 \text{ m}$

Por lo tanto: $M = 2.00 \text{ Tn} * 0.074 \text{ m} = 0.147 \text{ Tn-m/m}$

El esfuerzo actuante será: $N_T = q_t * r = 493.00 * 7.80 = 3.84 \text{ tn}$

Cálculo de acero:

En muro o pared delgada, el acero por metro lineal no debe exceder a:

$As = 30 * t * f'c / f_y$. Siendo: $t = \text{espesor de la losa} = 0.080 \text{ m}$

Remplazando, tenemos: $As = 12 \text{ cm}^2$

Acero por efectos de Tensión

$At = T / F_s = T / (0.5 * f_y) = 3.84 / (0.5 * 4200) = 1.83 \text{ cm}^2$

Acero por efectos de Flexión (A_f)

Para este caso se colocará el acero mínimo: $A_{f \min} = 0.002 * 1005.02 = 1.00 \text{ cm}^2$

Acero a tenerse en cuenta: $A_t + A_f < 12.00 \text{ cm}^2$ $A_t + A_f = 2.83 \text{ cm}^2$

Como podemos apreciar: $A_t + A_f < A_{s \max}$ Ok!

5 \emptyset 3/8 $A_{\text{total}} = 3.56 \text{ cm}^2$ **Si cumple con el acero requerido**

\emptyset 3/8 @ 0.30 m

Acero por efectos de la excentricidad

$M = 0.147 \text{ Tn/m}$

recubrim = 2.5 cm

M(Tn-m)	b (cm)	d(cm)	a (cm)	As (cm ²)	As min	As usar	\emptyset	Disposición
0.147	100.00	5.02	0.186	0.79	1.00	1.00	3/8	\emptyset 3/8 @ 0.71 m

Acero de repartición

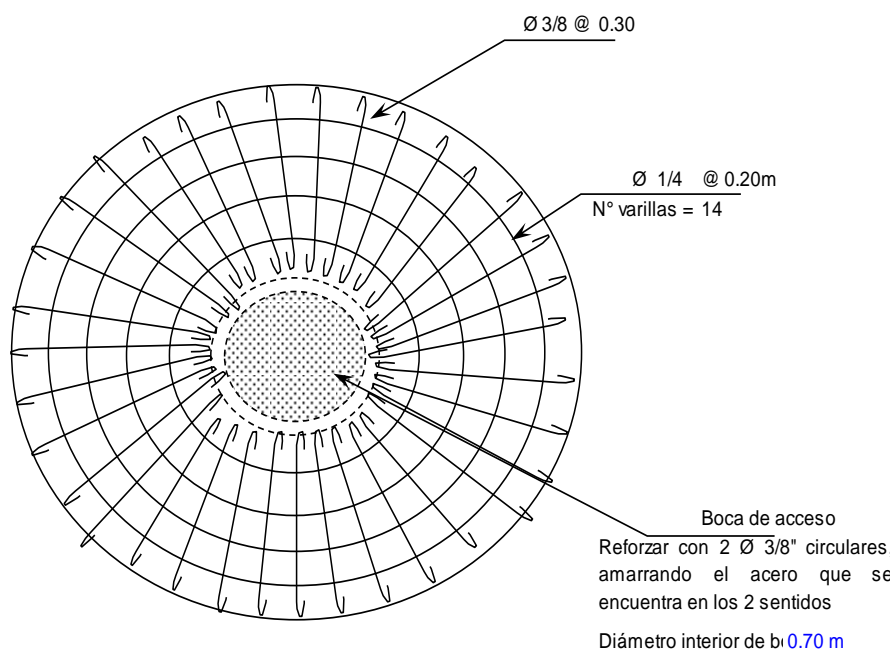
$A_{sr} = 0.002 * 100 * 5.02 = 1.00 \text{ cm}^2$

5 \emptyset 1/4 $A_{\text{total}} = 1.58 \text{ cm}^2$ **Si cumple con el acero requerido**

\emptyset 1/4 @ 0.20 m

Disposición de acero

En el acero principal se usará el mayor acero entre el $A_t + A_f$ y Acero por excentricidad



ANÁLISIS SÍSMICO DEL RESERVORIO

Para el presente diseño se tendrá en cuenta las “Normas de Diseño sismo - resistente”.

$$\text{FUERZA SISMICA} \longrightarrow H = \frac{Z.U.S.C.P}{R}$$

$R = 7.5$ Corresponde a la ductibilidad global de la estructura, involucrando, además, consideraciones sobre amortiguamiento y comportamiento en niveles próximos a la fluencia.

Remplazando estos valores en la Fórmula general de “H”, tenemos lo siguiente:

Factor de amplificación sísmica “C”:

$h_n = 3.75 \text{ m}$
$C_r = 45$
$T_p = 0.9$

$T = h_n / C_r = T = 0.083$
$C = 2.5(T_p/T)^{1.25} = 48.95$
$C = 2.5$

DATOS:	
Factor de suelo	140
factor de uso	150
factor de zona	0.30
factor de reduccion de la fuerza sis	7.50
numero de niveles	100

Determinación de la fuerza F_a como T es: $T < 0.7$

$$F_a = 0$$

Peso Total de la estructura:

P = Peso de la edificación, para determinar el valor de H , se tendrá en cuenta 2 estados, Uno será cuando el reservorio se encuentra lleno y el otro cuando el reservorio se encuentre vacío.

Reservorio lleno

$P = O_m + P_s / c$ Para el peso de la sobre carga P_s/c , se considerará el 80 % del peso del agua.

$$P_m = 164.16 \text{ Tn} \quad P_{\text{agua}} = 93.31 \text{ Tn}$$

$$P_s/c = 74.64 \text{ Tn} \quad P = 238.80 \text{ Tn}$$

Remplazando:

$$H = 0.210 * 283.80 = 50.15 \text{ Tn} \quad \text{Para un metro lineal de muro, } L_m = 19.05 \text{ m}$$

$$\text{FUERZA SISMICA:} \longrightarrow H_s = 2.632$$

Reservorio vacío

$P = P_m + P_s / c$ Para el peso de la sobre carga P_s/c , se considerará el 50 % de la estructura.

$$P_m = 164.16 - 93.31 = 70.85 \text{ Tn}$$

$$P_s/c = 35.43 \text{ Tn} \quad P = 106.28 \text{ Tn}$$

Remplazando:

$$H = 0.210 * 106.28 = 22.32 \text{ Tn}$$

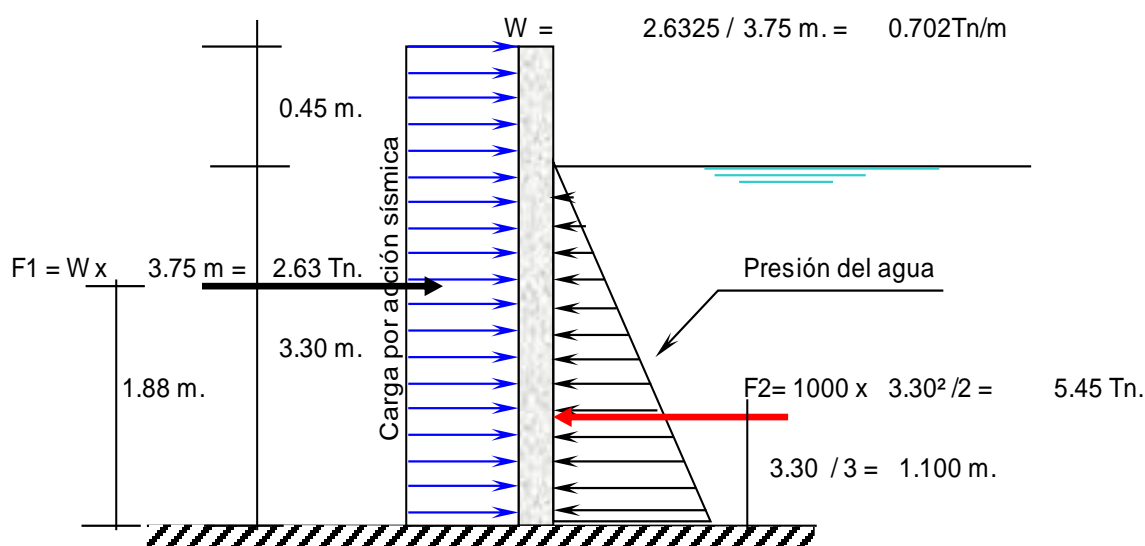
FUERZA SISMICA: \longrightarrow $H_s = 1.172$

DISEÑO SÍSMICO DE MUROS

Como se mencionaba anteriormente, se tendrá 2 casos, cuando el reservorio se encuentra lleno y el otro cuando el reservorio se encuentre vacío.

Reservorio lleno

El ingeniero Oshira Higa en su libro de Antisísmica (Tomo I), indica que, para el diseño sísmico de muros, las fuerzas sísmicas sean consideradas uniformemente distribuidas:



$$M1 = F1 * 1.88 \text{ m} = 1.936 \text{ Tn/m}$$

$$M2 = F2 * 1.10 \text{ m} = 5.990 \text{ Tn/m}$$

Momento Resultante:

$$M1 - M2 = 4.936 - 5.990 = -1.054$$

$$M_r = -1.054$$

Este momento es el que absorbe la parte traccionada por efecto del sismo.

Importante: Chequeo de "d" con la cuantía máxima:

$$d_{\max} = [0.53 * 10^5 / (0.236 * f'c * b)]^{1/2} = 3.27 \text{ cm}$$

El valor de "d" con el que se está trabajando es mayor que el "d max", **OK!**

Cálculo de acero vertical

M(Tn-m)	b (cm)	d(cm)	a (cm)	As (cm ²)	As min	p=As/bd	1/2	Total	Disposición
1.054	100.00	17.02	0.390	1.66	3.40	0.0020	3	3.80	Ø 1/2 @ 0.33

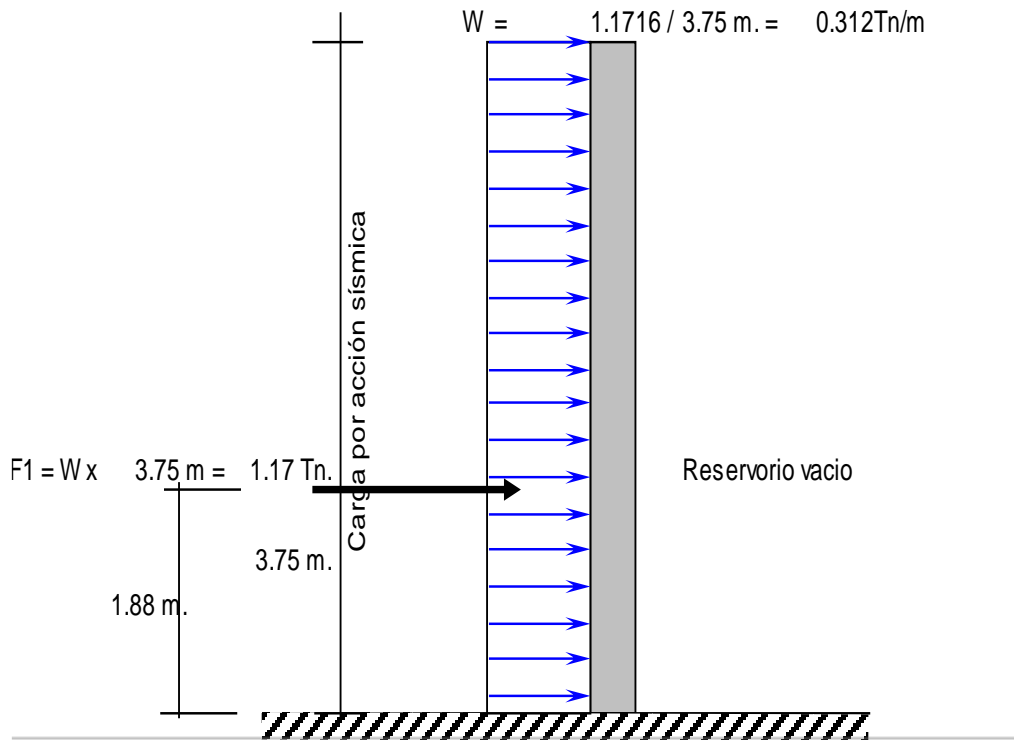
Cálculo de acero horizontal

Se considera el acero mínimo que es: $As = 3.40 \text{ cm}^2$

3/8	Total	Disposición
3	2.14	Ø 3/8 @ 0.33

Reservorio vacío

La idealización es de la siguiente manera:



$M1 = F1 \times 1.88 \text{ m} = 2.197 \text{ Tn/m} = Mr$ Este momento es el que absorbe la parte traccionada por efecto del sismo.

Importante: Chequeo de "d" con la cuantía máxima:

$$d_{\max} = [0.53 \times 10^5 / (0.236 \times f'c \times b)]^{1/2} = 3.27 \text{ cm}$$

El valor de "d" con el que se está trabajando es mayor que el "d max", ¡Ok!

Cálculo de acero vertical

M(Tn-m)	b (cm)	d(cm)	a (cm)	As (cm ²)	As min	p=As/bd	3/8	Total	Disposición
2.197	100.00	17.02	0.823	3.50	3.40	0.0021	3	2.20	Ø 3/8 @ 0.33

Cálculo de acero horizontal

3/8	Total	Disposición
3	2.35	Ø 3/8 @ 0.30

Se considera el acero mínimo que es: $As = 3.40 \text{ cm}^2$

Disposición final de acero en los muros:

El diseño definitivo de la pared del reservorio verticalmente, se da de la combinación desfavorable; la cual es combinando el diseño estructural en forma de pórtico invertido;

donde, $M_u = 9.284 \text{ Tn/m}$ y un $A_s = 16.25 \text{ cm}^2$, mientras que la condición más desfavorable del diseño sísmico presenta un $M_u = 2.197 \text{ Tn/m}$ y un $A_s = 3.50 \text{ cm}^2$ correspondiéndole la condición cuando el reservorio está vacío. Finalmente se considera el momento máximo:

$M_M = \text{Momento Máximo} = 9.284 \text{ Tn/m}$

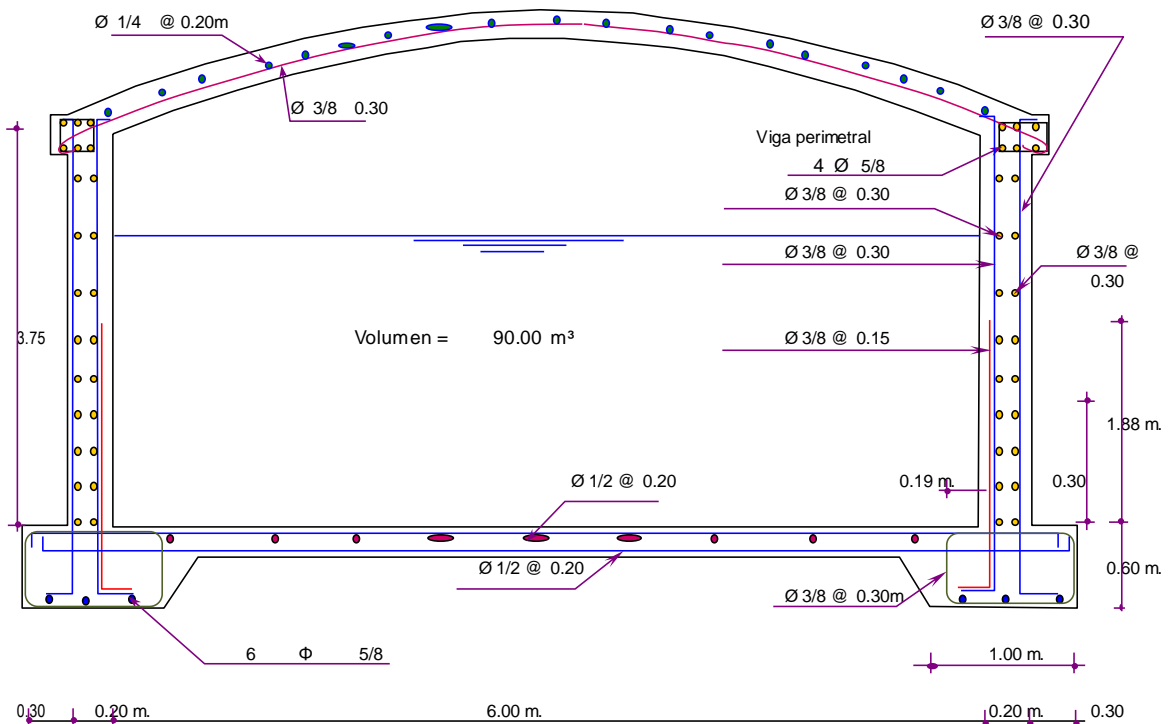
Con este momento total, se calcula el acero que irá en la cara interior del muro

M(Tn-m)	b (cm)	d(cm)	a (cm)	As (cm ²)	As min	$\rho=As/bd$	3/8	Total	Disposición
9.284	100.00	17.02	3.824	16.25	3.40	0.0095	3	2.20	Ø 3/8 @ 0.33

El acero horizontal será el mismo que se calculó, quedando de esta manera la siguiente disposición de acero

Así mismo, el acero que se calculó con el $M = 2.197 \text{ Tn/m}$ se colocará en la cara exterior de los muros.

DISPOSICION FINAL DE ACERO EN TODO EL RESERVORIO :



4.4.7. Línea de Conducción.

Pérdida de carga: H_f

$$H_f = \frac{1.72 \cdot 10^6 \cdot L \cdot Q^{1.85}}{C^{1.85} \cdot D^{4.87}}$$

C = Coeficiente de Hazen y Williams ($\sqrt{pie/seg}$)

L = Longitud del tramo (m)

Q = Caudal (Lt/seg)

D = Diámetro (mm)

Cálculo Hidráulico De La “Línea De Conducción 01” (Tramo De Captación Hacia La Ptap) (Ver anexo 03 – 2.4).

1. Cálculo de pérdidas de Carga y Presiones

Formula de HAZEN & WILLIAMS

TRAMO	TRAMO		Condición de Tubería	COTA TUB.		LONG. (m)	CAUD. (lps)	CLASE TUB.	DIAM. COMERC. (mm.)	DIAM. (mm)	C H&W	DIAM. INT. (mm)	V (m/s)	H _f (m)	H _k (m)	H _{ft} (m)	S (m/km)	C_Piez j (msnm)	P j (mca)
	Ni	Nj		Ci	Cj														
01	CAPTACION	PTAP	Nueva	450.50	448.00	470.71	12.24	HDPE	160mm	160.0	140.00	141.00	0.80	1.13	0.11	1.24	2.63	449.260	1.30

TUBERIA HDPE SDR17PE-100 Ø 6" =	470.714	m
TOTAL DE LINEA DE CONDUCCION:	471.00	m

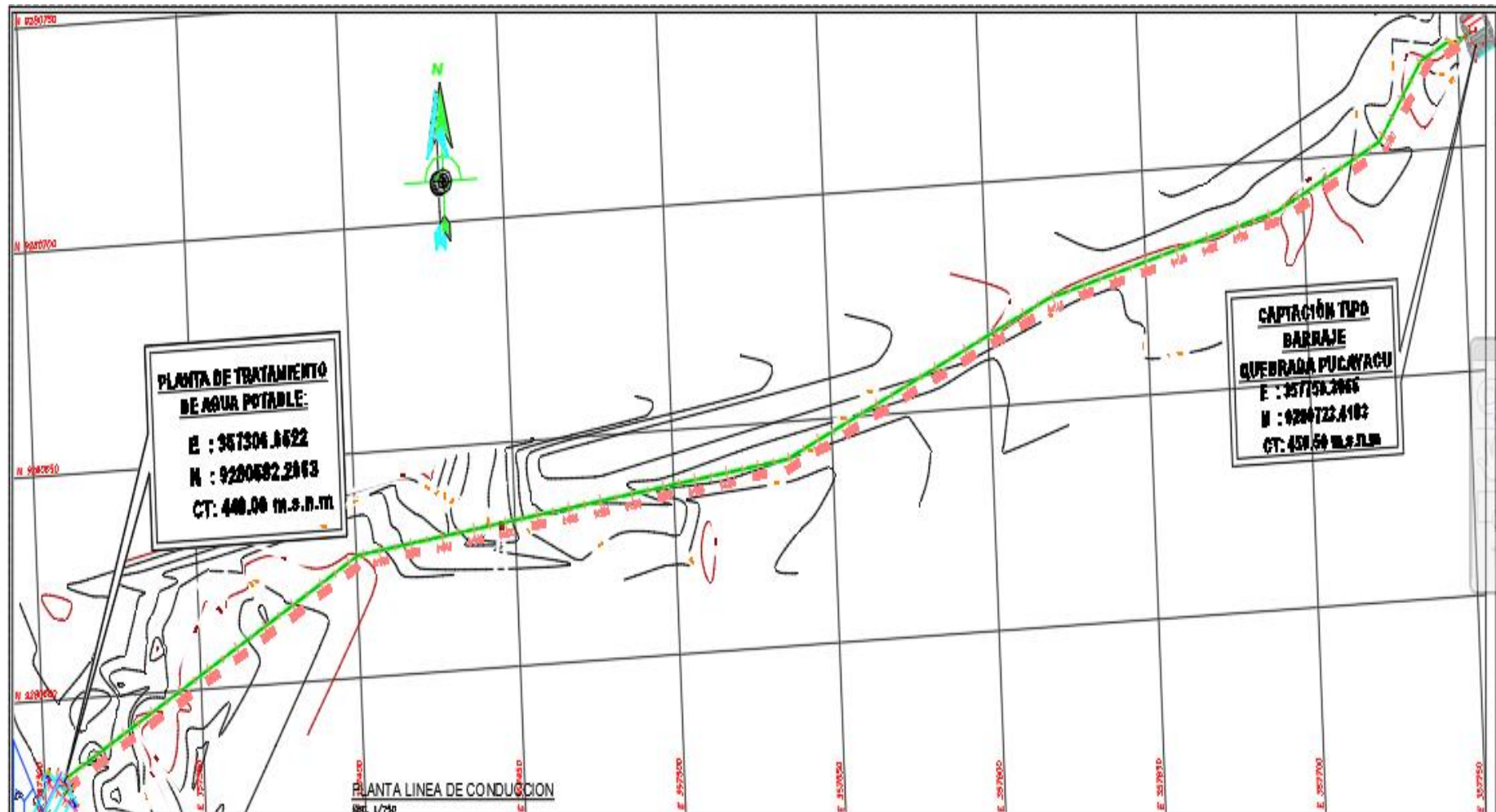


Figura 3.05: Perfil longitudinal de línea de conducción – aducción.

Fuente: Elaboración Propia.

3.4.8. Línea de Aducción.

Pérdida de carga: H_f

$$H_f = \frac{1.72 * 10^6 * L * Q^{1.85}}{C^{1.85} * D^{4.87}}$$

C = Coeficiente de Hazen y Williams ($\sqrt{\text{pie/seg}}$)

L = Longitud del tramo (m)

Q = Caudal (Lt/seg)

D = Diámetro (mm)

Cálculo Hidráulico De La “Línea De Aducción 01” (Ver anexo 03 – 2.5).

1. Cálculo de pérdidas de Carga y Presiones

Formula de HAZEN & WILLIAMS

TRAMO	TRAMO		Condición de Tubería	COTA TUB.		LONG. (m)	CAUD. (lps)	CLASE TUB.	DIAM. COMER C. (mm.)	DIAM. (mm)	C H&W	DIAM. INT. (mm)	V (m/s)	Hf (m)	Hk (m)	Hft (m)	S (m/km)	C_Piez j (msnm)	P j (mca)
	Ni	Nj		Ci	Cj														
01	RESERVORIO	PRIMER PUNTO RED DE DISTRIBUCIÓN	Nueva	442.58	409.84	2202.44	7.95	PVC	110.0	114.0	150.00	103.20	1.00	10.67	1.07	11.74	5.33	430.840	21.00

TUBERIA PVC-SP NTP ISO 1452:2011 Ø 4" =	2202.440	m
TOTAL DE LINEA DE ADUCCION:	2203.00	m

3.5. Descripción del Mejoramiento a través del Diseño Hidráulico Realizado.

3.5.1. Captación de la Quebrada Pucayacu (12.24 Lt/seg).

La fuente de captación a considerar es el agua de la Quebrada Pucayacu, que es captada mediante una estructura de captación ubicada a 5 km desde el centro del caserío, entre las coordenadas UTM, N= 9280723.4183; E= 357750.3065 (Sistema WGS84 y una altura de 450.50 msnm.

La nueva estructura de captación está diseñada para abastecer con una capacidad de 12.24 Lt/seg, con todos sus elementos estructurales e hidráulicos:

Muros y aleros de encauzamiento de concreto armado ubicado en los laterales de ambos lados.

Solado Zampeado o mampostería de piedra de $e=0.40$ m.

Barraje fijo de 18.00 m de longitud.

Colchón disipador de 4.50 m de longitud.

Toma lateral.

Para el diseño se ha tenido en cuenta las recomendaciones del Reglamento Nacional de Edificaciones NORMA OS.010 OBRAS DE SANEAMIENTO. Se trata de una toma que realiza la captación mediante el cierre de la quebrada con una estructura llamada azud o barraje fijo, la captación se realiza por medio de una ventana de 0.20×0.20 m de área localizada a 450.50 msnm.

3.5.2. Línea de Conducción.

Esta línea inicia desde la Captación Pucayacu y se dirige hacia la Planta de Tratamiento de Agua Potable y Reservorio ($V=90\text{m}^3$), con una longitud de 471.00 ml. de tubería de conducción de $\text{DN} = 160\text{mm}$ de HDPE PN-10, se instalarán válvulas de aire y purga, columnetas para soporte de tubería expuesta, dados de anclaje para soporte de accesorios.

3.5.3. Planta de Tratamiento.

La planta de tratamiento no existe como tal, en cambio existe un sedimentador que está en mal estado y que en la actualidad no cumple con la proyección de la demanda a satisfacer de la población. Se proyectará una nueva Planta de Tratamiento de agua Potable.

La planta de tratamiento no existe como tal, en cambio existe un sedimentador que está en mal estado y que en la actualidad no cumple con la proyección de la demanda a satisfacer de la población. Se proyectará una nueva Planta de Tratamiento de agua Potable.

3.5.3.1. Sedimentador

Se proyecta la construcción de un sedimentador de concreto armado de $31.65 \times 10.10 \times 3.05$ m de dimensiones, está conformada por tres pozos de sedimentación, en donde el agua cruda la arena se separa de partículas en suspensión gruesa, con el fin de evitar se produzcan depósitos en la línea de conducción hacia el filtro lento.

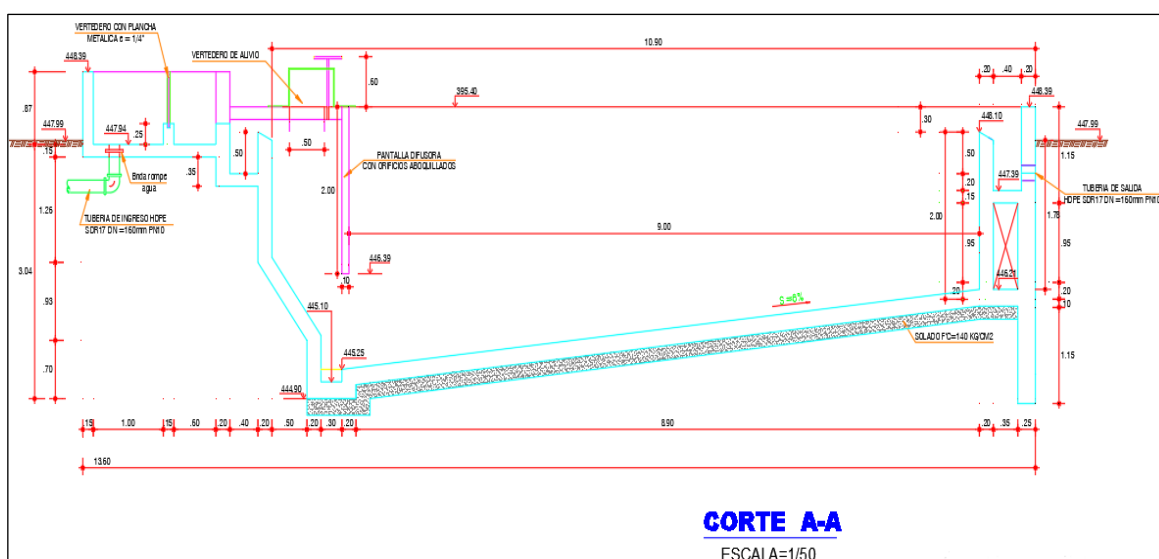


Figura 3.07: Perfil Sedimentador

Fuente: Elaboración propia

3.5.3.2. Filtro Lento

Se proyecta la construcción de un Filtro Lento de concreto armado de 11.70x8.35x3.55m de dimensiones, está conformada por una cámara de recepción de agua cruda, un canal de intersección, seis cámaras de Filtro lento, 03 cámaras de válvulas y una cámara de recolección de agua filtrada que es conducida a los reservorios proyectados.

3.5.3.3. Cámara de Cloración

Se proyecta la construcción de una que comprende la siguiente distribución arquitectónica:

Cámara de contacto de Cloro de 6.60 metros de largo y 4.00 metros de ancho.

Un área para la zona de distribución de dosificación de sistema de emergencia de 6.20 metros de largo por 5.15 metros de ancho.

Un área para la caseta de cloración de 6.00 metros de largo por 4.80 metros de ancho.

Un área donde se ubicarán los cilindros y tambores para la dosificación de la solución del Hipoclorito de Calcio de 6.20 metros de largo por 3.60 metros de ancho.

Un área para almacén para seguridad y equipo de 3.20 metros de largo por 2.70 metros de ancho.

Un dormitorio para guardianía de 2.70 metros de largo por 2.70 metros de ancho.

Permite la dosificación de solución de Hipoclorito de Calcio en la línea de agua para efectuar el proceso de desinfección y reducción de agentes patógenos del agua fuente. El Equipo Dosificador de Cloro consta de una Bomba Dosificadora de tipo diafragma que permite la inyección del agente cloro. Las Bombas están diseñadas para un trabajo rudo y sus inyectoras moldeadas de polipropileno las hace más resistentes a las burbujas de aire que se pueden formar, cuenta con un cabezal ubicado al frente y a un lado de la bomba, y además cuenta con un regulador de dosificación de fácil ajuste.

3.5.4. Reservorio 90 m³.

El Reservorio es de sección circular de 90m³ de almacenamiento del cual se abastecerá a los pobladores de la localidad de Bello Horizonte, con 0.50 m de borde libre, con tapa de fierro, fondo y muros de concreto armado. Se realizará el tarrajeo impermeabilizado e implementará tubería de ventilación de F°G° de Ø2". Se instalará la caja de válvula de salida.

Según el diseño hidráulico el volumen requerido para satisfacer la demanda de agua potable para un horizonte de 20 años es de 90 m^3 , el reservorio el cual se plantea es de forma circular con diámetro interno de 6.00 m , siendo la altura de tirante máximo de 3.30 m desde el fondo de la losa, con espesor de 0.20 m .

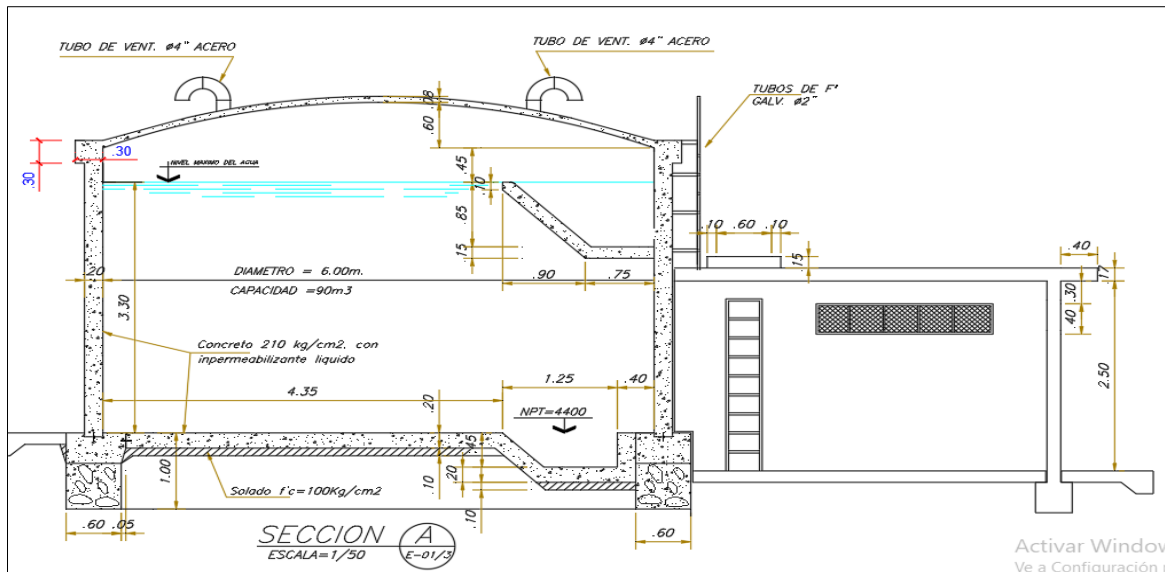


Figura 3.08: Reservorio $V=90 \text{ m}^3$, Proyectado

Fuente: Elaboración propia

La ubicación del reservorio se encuentra a una distancia promedio de 20 metros medidos desde la planta de tratamiento al reservorio proyectado ubicado al costado de este.

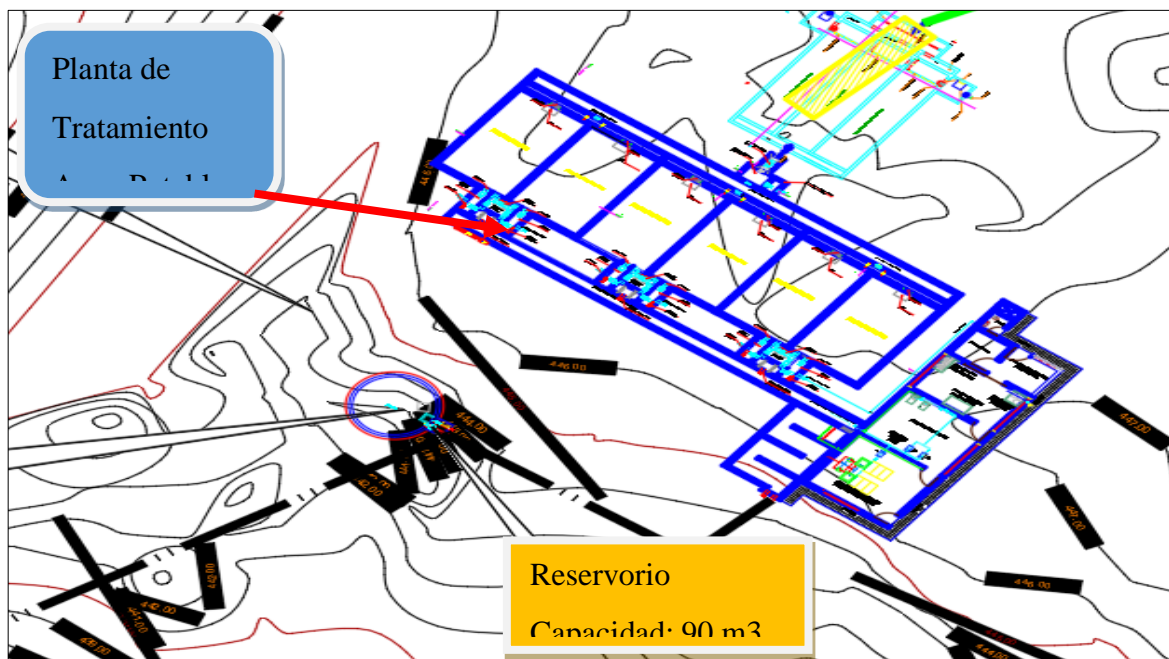


Figura 3.09: Ubicación del Reservorio proyectado y construcción futura en terreno de la PTAP.

Fuente: Elaboración propia

3.5.5. Línea de Aducción.

Esta línea inicia desde el Reservorio Apoyado ($V=90m^3$) y se dirige hacia las redes de distribución en la localidad de Bello Horizonte, se instalarán 2203.00 ml de tubería de aducción de DN = 110 mm de PVC-U PN-10, se instalarán válvulas de aire y purga, columnetas para soporte de tubería expuesta, dados de anclaje para soporte de accesorios y dados de anclaje para soporte de tubería.

3.5.5.1. Pase Aereo L=20 m (2 Und)

Se proyecta la construcción de 02 pases aéreos de 20 metros de longitud, para cruce de tubería de una zanja y otra para cruce de la quebrada Pucayacu, consta con dos torres de anclaje ubicado en ambos extremos que sujetaran los cables de acero de 3/8".

3.5.5.2. Muro de Gaviones para Protección de Tubería H=1.20 m.

Se proyecta la instalación de 70 metros de muro de gaviones para proteger la tubería de línea de aducción 01 y aducción 02 debido a los deslizamientos que podrían ocurrir en esta zona.

3.5.6. Red de Distribución.

Se plantea el mejoramiento de redes existentes, por lo tanto, se reemplazará en su totalidad las tuberías, consta de lo siguiente:

Red de distribución principal, red de distribución secundaria, mejoramiento de conexiones domiciliarias existentes y conexiones domiciliarias proyectadas, instalación de valvular de distribución y control, instalación de grifos, todo el funcionamiento de servicio será por gravedad y considerando las presiones reglamentarias entre 15 a 50 metros de columna de agua.

Conexiones Domiciliarias

Se plantea la instalación de 268 conexiones domiciliarias de 1/2"; incluyendo caja porta medidor, marco y tapa de termoplástico, 2 válvulas de paso, 2 niples con tuerca, 2 transiciones SP/R, y 1 válvula de interrupción general en el domicilio, y un lavadero simple de concreto, distribuidos como sigue:

262 conexiones domiciliarias.

01 conexiones domiciliarias para la Institución Educativa.

01 conexiones domiciliarias para el Centro de Salud.

04 conexiones domiciliarias para Otras Instituciones.

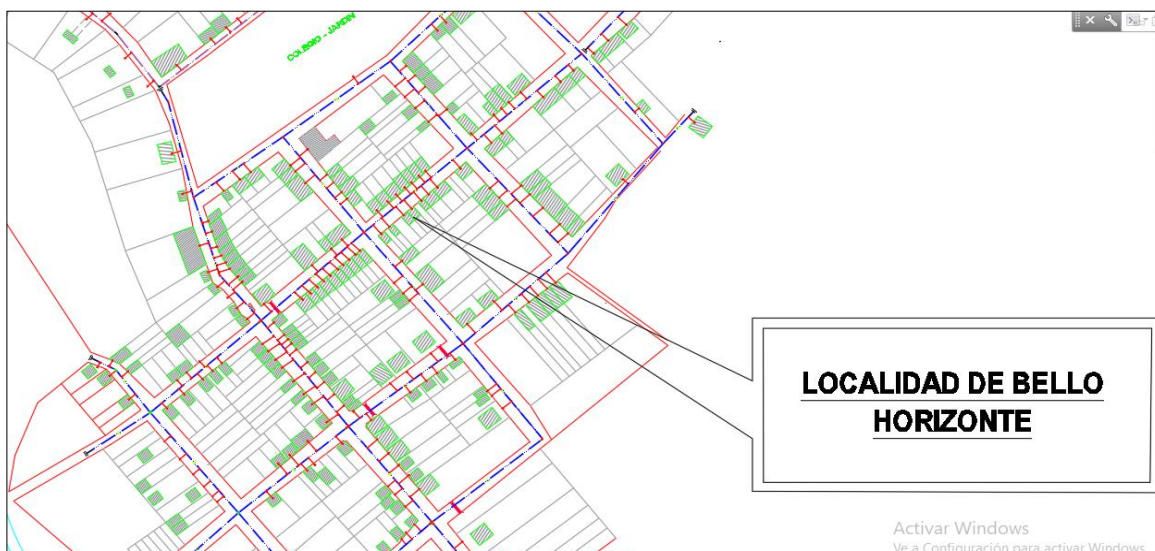


Figura 3.10: Red de Distribución Secundaria.3.6. Planos y Metrados.

Fuente: Elaboración propia

3.6.1. Planos

Se presenta los planos generales de ubicación de las estructuras; planos de planta, elevaciones y planos estructurales de las estructuras que se proyectan teniendo en cuenta el pre-dimensionamiento según diseño. Referente a las redes de agua potable se presentan los planos de diseño de redes proporcionadas por los softwares como el Watercad.

Los planos se presentan en los anexos (ver anexo 02).

3.6.2. Metrados.

Con el fin de obtener un metrado y presupuesto ordenado y categorizado por estructuras representativas se ha dividido el estudio por componentes:

Con los planos elaborados de las estructuras se ha realizado el metrado utilizando las partidas necesarias para la ejecución teniendo en cuenta las obras provisionales, obras preliminares de cada componente.

Componentes

Agua Potable.

Planta de Tratamiento de Agua Potable.

Mitigación Ambiental.

Capacitación, operación y manejo.

4. Discusión

4.1. De la delimitación de estudio.

La delimitación de estudio se realizó para el sistema de abastecimiento de agua potable. Se añade el sector Cascadas de la Unión que abarca en la zona de influencia a 9 viviendas con el Caserío de Bello Horizonte del cual se abastecen de la fuente en el área de estudio. Para el Caserío Bello Horizonte sector parte alta se condiciona por el desnivel requerido para el funcionamiento del sistema sea por gravedad utilizando la Planta de Tratamiento de Agua Potable.

4.2. De la situación actual.

En el diagnóstico de la situación actual se identificaron las estructuras existentes describiendo su estado y la posibilidad de ser utilizadas y/o mejorado, caso contrario descartarlo. Esta evaluación nos ha permitido utilizar el criterio más adecuado para realizar el diseño hidráulico y el planteamiento del estudio.

4.3. De la población.

La población calculada representa a la población rural del sector Bello Horizonte, para su cálculo se ha utilizado el método geométrico que a diferencia de los demás métodos se acerca más a la curva de crecimiento del país siendo sus resultados los más reales. Se ha utilizado los datos del INEI con los cuales se ha obtenido la tasa de crecimiento que es de 5.50% anual y con una población de la localidad se ha calculado la población actual en el año 2015 de 2282 habitantes y proyectándose a 22 años se obtiene una población de diseño de 5043.

4.4. Del cálculo de la dotación y demanda del servicio.

Para el cálculo de la dotación en primera instancia se instaló los medidores de agua en uso doméstico, comercial siendo estos resultados mayores comparándoles con los datos tabulados del plan maestro optimizado de Emapa San Martín; por lo tanto, se ha tomado este último como dato con una dotación de 100 Lt/hab/día.

La demanda total de agua está conformada por la sumatoria de las demandas: doméstica con conexión medida y sin medición, comercial, estatal y social teniendo como resultado una demanda de agua de 7.09 Lt/seg en los primeros 10 años y de 9.42 Lt/seg proyectados a 20 años y que es equivalente al caudal promedio (Q_p) con el cual se hacen los cálculos del caudal máximo horario, caudal máximo diario y los caudales de diseño a ser utilizados en el pre-dimensionamiento y diseño de estructuras.

4.5. Caudales de diseño y diseño hidráulico.

Los caudales de diseño se han obtenido a partir del caudal promedio del cálculo de la demanda realizada siendo este $Q_p = 9.42$ Lt/seg; con los valores de $K_1 = 1.3$ y $K_2 = 2.0$ se ha obtenido el caudal máximo diario $Q_{md} = 12.246$ Lt/seg y el caudal máximo horario $Q_{mh} = 18.83$ Lt/seg. El caudal de diseño utilizado para el diseño de captación y línea de aducción es de 12.246 Lt/seg equivalente al Q_{md} . Según la demanda se necesita un Planta de Tratamiento de Agua Potable cuyo caudal de diseño sea 12.858 Lt/seg que representa el $Q_{md} +$ el 5% del mismo. El volumen de reservorio ha sido calculado tomando el 25% del caudal promedio transformado en su equivalente a m^3 dando un total de 88.56 m^3 con su redondeo superior se considera un volumen para el reservorio de 90 m^3 . El caudal de diseño obtenido para el cálculo de línea de aducción y redes de agua potable es equivalente al $Q_{mh} = 18.83$ Lt/seg.

4.6. Del Planteamiento Realizado.

4.6.1. Descripción general por componentes.

4.6.1.1. Agua Potable

Se plantea el mejoramiento de acceso a la captación, la construcción de una nueva captación para captar 12.24 Lt/seg, la proyección de una línea de conducción desde la captación hasta la PTAP con una longitud 471.00 m de tubería de conducción de $DN = 160$ mm de HDPE PN-10, se instalarán válvulas de aire y purga, columnetas para soporte de tubería expuesta, dados de anclaje para soporte de accesorios, la construcción de un reservorio para un almacenamiento de 90 m^3 con una proyección de 20 años de abastecimiento. La construcción de una nueva línea de aducción de $DN=300$ mm de PVC-U PN-10 desde la PTAP hasta el inicio de la red con una longitud de 2203.00 m. La creación de la red de distribución primaria con una longitud de $1,097.89$ m, redes de distribución secundaria proyectada de $6,519.31$ m. en las redes de distribución se proyecta el pase aéreo de 30 m de longitud sobre la quebrada Pucayacu con una tubería de 300 mm de diámetro que abastecerá a la población de la margen derecha de la quebrada. Las conexiones domiciliarias proyectadas son 644 y con 648 medidores a instalar.

4.6.1.2. Planta de Tratamiento de Agua Potable (PTAP)

Se plantea la construcción de la PTAP nueva para producir un caudal de 12.24 Lt/seg con estructuras de mezcla rápidas, Floculadores, Canal de agua decantada y canal de desagüe

principal, decantadores, filtros, cámara de válvulas de salida, unidad de salida de desagüe, cámara de contacto de cloro, sistema de desinfección con cloro gas, construcción de canal by pass, instalaciones sanitarias, instalaciones eléctricas, tratamiento de aguas residuales y equipamiento hidráulico.

4.6.1.3 Mitigación de impacto Ambiental

Se tiene las siguientes actividades y acciones a realizar como son: Riego de la zona de trabajo para mitigar contaminación por polvo, utilización de tranqueras de madera y conos fosforescentes para desvío de tránsito vehicular, tratamiento de residuos sólidos, monitoreo ambiental al inicio y final de la obra, limpieza y recuperación del área afectada, reacondicionamiento del área afectada, reacondicionamiento del área del campamento, patio de máquinas, canteras, accesos y cierres, el sembrado de plantas gramíneas, el sembrado de plantas y la vulnerabilidad en obra.

4.6.1.4 Capacitación, Operación y Manejo

Se presenta la formación de un equipo de trabajo especializado para la capacitación en la operación y manejo, quienes tendrán el apoyo logístico con personal, insumos y equipos. Este equipo de trabajo organizará los talleres de organización, socialización y capacitación, el objetivo es formar un equipo capacitado para el trabajo permanente para la operación y mantenimiento de la obra ejecutada. También se proyecta la elaboración del manual de mantenimiento y operación y un kit de herramientas insumos y equipos para que el personal capacitado realice eficientemente los trabajos de mantenimiento y operación. En este componente también se adiciona el fortalecimiento de capacidades a la población y la educación sanitaria a la población con la finalidad de cultivar la conciencia de los beneficiarios en el uso y cuidado del recurso hídrico.

4.8. Selección de Alternativa.

La alternativa seleccionada para realizar el mejoramiento a través del diseño hidráulico y planteamiento respectivo es bajo un sistema por gravedad para el servicio de agua potable. Los niveles presentados desde la captación hasta los sectores de influencia son convenientes para el sistema de agua potable.

4.9. Contrastación de la hipótesis:

Con la hipótesis realizada en base al planteamiento, se ha sustentado el mejoramiento del sistema de abastecimiento de agua potable, realizando el cálculo hidráulico de las diferentes

estructuras como son: Sistema de captación, línea de conducción, línea de aducción, planta de tratamiento de agua potable y redes de agua potable; de acuerdo a los parámetros establecidos de la cuantificación de datos obtenidos de la población y sus diferentes necesidades. Con el resultado obtenido se comprueba la HIPÓTESIS planteada.

CONCLUSIÓN

Se estudió la fuente de abastecimiento y la calidad de agua del Caserío de Bello Horizonte, encontrándose en el estudio de análisis físico-bacteriológico una fuente libre de componentes dañinos para la salud.

El mejoramiento del sistema de abastecimiento de agua potable a través de un diseño hidráulico realizado en la localidad del Bello Horizonte, ha permitido el dimensionamiento de las estructuras para cumplir con la demanda requerida garantizando en el diseño del servicio respectivo y la fluidez en el servicio.

Durante el proceso del diseño hidráulico se ha calculado la población de diseño que corresponde al área rural que abarca el estudio, proyectada a 20 años; se ha determinado la dotación y el cálculo de la demanda obteniéndose el caudal promedio y a partir de este se ha estimado los caudales de diseño utilizados para el pre-dimensionamiento y el diseño de las estructuras.

Con los caudales de diseño se realizó el pre-dimensionamiento y diseño de las estructuras y redes de agua potable, planteando la construcción de nuevas estructuras adecuándose al diseño realizado.

Se elaboraron los planos de planta de las estructuras y redes según el pre dimensionamiento y diseño realizado.

RECOMENDACIONES

Para realizar un mejoramiento a través de un diseño hidráulico de agua potable existente se recomienda lo siguiente:

Determinar el área de influencia correspondiente para el sistema de agua potable, esto permitirá definir los sectores que se van a abastecer y poder calcular la población real utilizando los datos existentes.

El cálculo de la dotación y la demanda tiene que ser utilizando datos confiables y existentes. En el sistema de agua potable establecer la fuente de abastecimiento y desnivel existente entre la posible captación y la zona más alta del área a abastecer, y definir si el abastecimiento es mediante un sistema por gravedad o mediante la utilización de un sistema por bombeo además de realizar el estudio de aforo de la fuente.

REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- Ancajima, R. (12 de Abril de 2016). Hidráulica inca. Obtenido de <https://hidraulicainca.com/acerca-de/uso-ancestral-del-agua-en-el-peru/>
- Aqua España. (2010). Guía Técnica de Aprovechamiento de Aguas Pluviales en Edificios. Barcelona, España.
- Banco Mundial. (2017). BANCO MUNDIAL. Obtenido de <http://datos.bancomundial.org/indicador/SP.POP.TOTL>
- Góngora, E. (2016). Tesis Resideño hidráulico del sistema de agua potable y alcantarillado de la localidad de Nueva Cajamarca, Provincia de Rioja-Region San Martín
- Ministerio de Vivienda. (8 de Junio de 2006). Reglamento Nacional de Edificaciones - Norma IS-010 Instalaciones Sanitarias Para Edificaciones. El Peruano.
- Ministerio de Vivienda. (2006). Reglamento Nacional de Edificaciones - Norma OS-100 Consideraciones Básicas de Diseño de Infraestructura Sanitaria. El Peruano.
- OKDIARIO. (7 de Marzo de 2017). OKDIARIO. Obtenido de <https://okdiario.com/curiosidades/2017/03/07/cuanta-agua-hay-planeta-tierra-805673>
- Organización Mundial de la Salud, Organización Panamericana de la Salud. (2009). Guías técnicas sobre saneamiento, agua y salud - Guía técnica N° 09: Cantidad mínima de agua necesaria para uso doméstico. Suiza.
- Reyna, C. (s.f.). Tesis Abastecimiento de agua potable de Barranquita.
- Servicio Nacional de Meteorología e Hidrología. (Abril de 2017). SENAMHI. Obtenido de <http://www.peruclima.pe/>

ANEXOS

Anexo N° 01: Análisis Físico-Químico y Bacteriológico del agua de la fuente de abastecimiento de la quebrada Pucayacu.

Anexo N° 02: Estudio de mecánica de suelos en las diferentes obras proyectadas.

Anexo N° 03: Datos del estudio hidrológico.

Anexo N° 04: Planos.

1. Plano De Ubicación.
2. Plano General Topográfico.
3. Plano Lotización - Nuevo Horizonte.
4. Plano Lotización - Bello Horizonte.
5. Plano Clave – Sistema Agua Potable y PTAP.
6. Captación Barraje.
7. Agua Potable - Línea De Conducción.
8. Agua Potable - Línea De Aducción 1 - Bello Horizonte.
9. Agua Potable – Línea De Aducción 2 - Nuevo Horizonte.
10. Red De Distribución De Agua Potable - Bello Horizonte.
11. Red De Distribución De Agua Potable - Nuevo Horizonte.
12. Modelamiento Hidráulica - Bello Horizonte.
13. Modelamiento Hidráulica - Nuevo Horizonte.
14. Sedimentador - Hidráulica.
15. Filtro Lento (Hidráulica).