

**UNIVERSIDAD PRIVADA ANTENOR ORREGO
FACULTAD DE INGENIERÍA
CARRERA PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL**



**“PROPUESTA DE DISEÑO DE UN SISTEMA DE AGUA POTABLE Y
ALCANTARILLADO SANITARIO PARA EL CASERIO EL PROGRESO,
APLICANDO FÓRMULAS MATEMÁTICAS Y EL USO DEL
SOFTWARE WATERGEMS Y SEWERGEMS”**

**TESIS PARA OBTENER EL TÍTULO PROFESIONAL DE:
INGENIERO CIVIL
LÍNEA DE INVESTIGACIÓN: SANEAMIENTO**

AUTORES: Br. Alfaro Tolentino, Juan Carlos
Br. Rodríguez Polo, Oscar David

ASESOR: Ing. Vertiz Malabrigo, Manuel

TRUJILLO - PERÚ

Abril – 2019

Tesis: “PROPUESTA DE DISEÑO DE UN SISTEMA DE AGUA POTABLE Y ALCANTARILLADO SANITARIO PARA EL CASERÍO EL PROGRESO, APLICANDO FÓRMULAS MATEMÁTICAS Y EL USO DEL SOFTWARE WATERGEMS Y SEWERGEMS”

Por: Br. Alfaro Tolentino, Juan Carlos

Br. Rodríguez Polo, Oscar David

Jurado evaluador

Presidente:

Ing. Juan Pablo García Rivera

CIP: 68614

Secretario:

Ing. Marcelo Edmundo Merino Martínez

CIP: 77111

Vocal:

Ing. Juan Manuel Urteaga García

CIP: 75985

Asesor:

Ing. Manuel Alberto Vertiz Malabrigo

CIP: 71188

DEDICATORIA

Primeramente a Dios por brindarme salud, sabiduría y fortaleza en todo momento.

A mis padres Juan Carlos y Paula, por brindarme su apoyo incondicional durante esta larga y hermosa carrera,

A mi familia por respaldarme en cada momento en la toma de decisiones.

A mis compañeros y amigos, quienes compartimos conocimiento durante el desarrollo de mi tesis.

Br. Alfaro Tolentino, Juan Carlos

A Dios, por brindarme salud y sabiduría durante el desarrollo de mi carrera profesional.

A mis padres Leandro y Santos, por brindarme su apoyo incondicional durante toda la etapa de mi carrera profesional.

A mis Hermanos, por el apoyo moral y consejos que me brindaron y que fueron fundamental para seguir adelante.

A mi Esposa, mi hija Thais Aycel, que con cada sonrisa fueron el mayor deseo de superación.

Br. Rodríguez Polo, Oscar David

AGRADECIMIENTO

Primeramente, agradecemos a Dios, por brindarnos una oportunidad más en la vida y permitirnos mantenernos firmes para no decaer durante este gran esfuerzo en nuestra formación profesional.

A nuestro asesor de Tesis el Ing. Manuel Alberto Vertiz Malabrigo por su apoyo brindado y la experiencia adquirida en cada explicación de sus conocimientos, por su tiempo, apoyo, animo, paciencia ofrecida en el desarrollo de la tesis y sobre todo su amistad.

A la Universidad UPAO por aceptarnos ser parte de ella, a cada docente que con sus enseñanzas nos van consolidando en nuestra formación.

A nuestros compañeros de la facultad que en todo momento demostraron unión, apoyo, sinceridad, lealtad y que gracias a ello se volvieron grandes amigos.

Br. Alfaro Tolentino, Juan Carlos

Br. Rodríguez Polo, Oscar David

RESUMEN

Este proyecto de tesis consistió en una **“Propuesta de diseño de un sistema de agua potable y alcantarillado sanitario para el caserío El Progreso, aplicando fórmulas matemáticas y el uso del software WaterGEMS y SewerGEMS”**, que nos permitiera buscar una alternativa de solución a la problemática que tiene el caserío el Progreso en los servicios básicos.

Actualmente el caserío cuenta con una red de agua potable en malas condiciones, generando el desabastecimiento de agua potable en la mayor parte de las viviendas, y el mal estado de las letrinas en una cierta parte de la población, ocasionando problemas en la salud de la población.

La propuesta consistió en diseñar un sistema de agua potable y alcantarillado.

En el sistema de agua potable se consideró la construcción de una captación de tipo ladera, la instalación de 2334.60 ml. de línea de conducción, la construcción de 5 cámaras rompe presión T-6 en la línea de conducción, la construcción de un reservorio circular de 25 m³, la instalación de 80.00 ml. de línea de aducción, la instalación de 1735.26 ml. de red de distribución, la construcción de 2 cámaras rompe presión T-7 y la instalación de 160 conexiones domiciliarias.

En el sistema de alcantarillado se consideró la construcción de 38 buzones, la instalación de 1533.83 ml. de redes de alcantarillado sanitario, la instalación de 155 conexiones domiciliarias y la construcción de un tanque Séptico.

Sobre el diseño del sistema de agua potable se propuso por gravedad sin planta de tratamiento, lo primero se determinó por la topografía de la zona y ubicación de las viviendas consideradas, y lo segundo por la calidad de la fuente de abastecimiento cumpliendo los estándares de calidad del MINSA.

Los diseños hidráulicos de la línea de conducción, aducción y la red de distribución se realizaron mediante el software WaterGEMS, el cual nos permitió obtener resultados satisfactorios en el diseño.

En el sistema de alcantarillado se realizó el modelamiento de hidráulico de las redes principales y secundarias del alcantarillado sanitario mediante el software SewerGEMS, obteniendo resultados satisfactorios para el diseño.

Palabras clave: **Diseño, agua potable, alcantarillado, WaterGEMS, SewerGEMS.**

ABSTRACT

This thesis project consisted of a “Proposal for the design of a drinking water and sanitary sewer system for the El Progreso farmhouse, applying mathematical formulas and the use of WaterGEMS and SewerGEMS software”, which would allow us to search for an alternative solution to the problem. That the Progreso farmhouse has in basic services.

Currently the hamlet has a potable water network in poor condition, generating the shortage of drinking water in most of the homes, and the poor state of latrines in a certain part of the population, causing health problems in the population.

The proposal consisted of designing a potable water and sewerage system.

In the drinking water system, the construction of a slope type catchment was considered, the installation of 2334.60 ml. of pipeline, the construction of 5 chambers breaks T-6 pressure in the pipeline, the construction of a circular reservoir of 25 m³, the installation of 80.00 ml. of adduction line, the installation of 1735.26 ml. of distribution network, the construction of 2 chambers breaks T-7 pressure and the installation of 160 household connections.

In the sewage system, the construction of 38 mailboxes, the installation of 1,533.83 ml were considered. of sanitary sewer networks, the installation of 155 household connections and the construction of a Septic tank.

Regarding the design of the drinking water system, gravity was proposed without a treatment plant, the first was determined by the topography of the area and the location of the homes considered, and the second by the quality of the supply source, meeting quality standards. of the MINSA.

The hydraulic designs of the conduction, adduction line and the distribution network were carried out using the WaterGEMS software, which allowed us to obtain satisfactory results in the design.

In the sewage system, the hydraulic modeling of the main and secondary networks of the sanitary sewer system was carried out using the SewerGEMS software, obtaining satisfactory results for the design.

Key words: Design, drinking water, sewerage, WaterGEMS, SewerGEMS.

PRESENTACIÓN

Señores Miembros del Jurado:

Dando cumplimiento al Reglamento de Grados y Títulos de la Universidad Privada Antenor Orrego, para el título Profesional de Ingeniero Civil, es muy placentero de mi parte poner a consideración, la presente tesis titulada: **“Propuesta de diseño de un sistema de agua potable y alcantarillado sanitario para el caserío El Progreso, aplicando fórmulas matemáticas y el uso del software WaterGEMS y SewerGEMS”**

Atentamente,

Trujillo, julio del 2019

Br. Juan Carlos Alfaro Tolentino

Br. Oscar David, Rodríguez Polo

ÍNDICE DE CONTENIDO

DEDICATORIA.....	1
AGRADECIMIENTO.....	2
RESUMEN	3
ABSTRACT	4
PRESENTACIÓN.....	5
ÍNDICE DE CONTENIDO.....	6
ÍNDICE DE TABLAS	12
ÍNDICE DE ILUSTRACIONES	14
I. INTRODUCCIÓN	16
1.1. Problema de investigación	16
a. Descripción de la realidad problemática	16
b. Descripción del problema.....	17
c. Formulación del Problema	19
d. Objetivos de la investigación.....	19
e. Justificación del estudio	19
II. MARCO DE REFERENCIA.....	20
2.1. Antecedentes del estudio	20
2.1.1. Antecedentes internacionales.....	20
2.1.2. Antecedentes nacionales.....	21
2.2. MARCO TEÓRICO – SISTEMA DE AGUA POTABLE.	22
2.2.1. Conceptos fundamentales del sistema de abastecimiento de agua potable.	22
2.2.2. Parámetros de diseño.....	23
2.2.3. Fuentes de abastecimientos de agua.	28

2.2.4.	Obras de captación.....	34
2.2.5.	Línea de conducción.....	36
2.2.6.	Reservorio de almacenamiento.	43
2.2.7.	Línea de aducción.	47
2.2.8.	Redes de distribución	49
2.3.	MARCO TEÓRICO – SISTEMA DE ALCANTARILLADO SANITARIO.	56
2.3.1.	Conceptos fundamentales de un sistema de alcantarillado.....	56
2.3.2.	Tipos de alcantarillado.....	58
2.3.3.	Opciones tecnológicas en saneamiento.	59
2.3.4.	Partes de un sistema de alcantarillado sanitario.....	63
2.3.5.	Especificaciones de diseño de un sistema de alcantarillado sanitario...	65
2.4.	Marco conceptual	71
2.5.	Hipótesis	72
2.6.	Variables e Indicadores (cuadro de Operacionalización de variables).	73
2.6.1.	Operacionalización de variables	73
III.	METODOLOGÍA EMPLEADA	74
3.1.	Tipo y nivel de investigación	74
3.1.1.	Tipo de investigación	74
3.1.2.	Nivel de investigación	74
3.2.	Población y muestra de estudio	74
3.2.1.	Población.....	74
3.2.2.	Muestra.....	74
3.3.	Diseño de Investigación	75
3.4.	Técnicas e instrumentos de investigación.....	75
3.4.1.	Técnicas	75

3.4.2.	Instrumentos.....	75
3.5.	Procesamiento y análisis de datos.....	76
3.5.1.	Procesamiento.....	76
3.5.2.	Análisis de datos.....	76
IV.	DISEÑO DE UN SISTEMA DE AGUA POTABLE.....	77
4.1.	Cálculo de los parámetros de diseño.....	77
4.1.1.	Cálculo Periodo de diseño.....	77
4.1.2.	Cálculo de la población de diseño.....	78
4.1.3.	Cálculo de la dotación.....	80
4.1.4.	Cálculo de las variaciones de consumo.....	80
4.2.	Fuente de abastecimiento.....	82
4.2.1.	Selección tipo de fuente.....	82
4.3.	Estandarización de diseños hidráulicos.....	84
4.4.	Diseño de captación.....	85
4.3.1.	Diseño hidráulico y dimensionamiento.....	85
4.5.	Diseño de la línea de conducción.....	93
4.5.1.	Análisis preliminar.....	93
4.5.2.	Desarrollo a través de fórmulas matemáticas.....	93
4.5.3.	Desarrollo a través de tablas en Excel.....	96
4.5.4.	Modelamiento hidráulico en el software Watergems V8i Ss6.....	97
4.6.	Diseño la cámara rompe presión (CRP T-6).....	101
4.6.1.	Calculo hidráulico.....	101
4.7.	Diseño del reservorio de almacenamiento.....	104
4.7.1.	Diseño hidráulico.....	104
4.7.2.	Diseño estructural.....	106

4.8.	Diseño de la línea de aducción.	114
4.8.1.	Análisis preliminar.....	114
4.8.2.	Desarrollo a través de fórmulas matemáticas.....	114
4.8.3.	Desarrollo a través de tablas en Excel.	117
4.8.4.	Modelamiento hidráulico en el software Watergems V8i Ss6	117
4.9.	Diseño de la red de distribución.	119
4.9.1.	Análisis preliminar.....	119
4.9.2.	Desarrollo a través de fórmulas matemáticas.....	120
4.9.3.	Desarrollo a través de tablas en Excel.	132
4.9.4.	Modelamiento hidráulico en el software Watergems V8i Ss6	133
4.10.	Diseño la cámara rompe presión para redes de distribución (T-7).	137
4.10.1.	Diseño hidráulico y dimensionamiento	137
4.10.2.	Dimensionamiento de la sección de la base de la cámara rompe presión.	138
4.11.	Conexión domiciliaria.....	143
V.	DISEÑO DE UN SISTEMA DE ALCANTARILLADO SANITARIO.....	144
5.1.	Cálculos de los Parámetros de diseño.....	144
5.1.1.	Periodo de diseño.....	144
5.1.2.	Población de diseño.	145
5.1.3.	Dotación.	145
5.1.4.	Variaciones de consumo.	146
5.2.	Caudal de diseño.	146
5.2.1.	Caudal de contribución de alcantarillado (“Qalc.” o “Q1”)......	146
5.2.2.	Caudal de agua de infiltración (“Q inf” o “Q2”)......	147
5.2.3.	Infiltración por precipitación pluvial (En buzones) “Qi-LL o “Q3”	148

5.2.4.	Caudal por conexiones erradas (Q_e).....	149
5.2.5.	Resultados de los cálculos.	149
5.3.	Trazo preliminar de las redes y buzones de inspección.....	149
5.3.1.	Números de tramos.	152
5.3.2.	Longitud.....	154
5.3.3.	Cota de tapa y fondo de buzón.....	155
5.4.	Dimensionamiento hidráulico.	156
5.4.1.	Red de colectores.....	156
5.4.2.	Cámaras de inspección.	157
5.5.	Cálculo hidráulico de la red de colectores.....	157
5.5.1.	Cálculos de los gastos en marcha.	157
5.5.2.	Cálculo de la pendiente por tramo.	159
5.5.3.	Verificación de la pendiente calculada y la pendiente mínima.....	160
5.5.4.	Selección del diámetro.	162
5.5.5.	Cálculo del Caudal y la velocidad a tubo lleno.	162
5.5.6.	Relación entre caudal de diseño y caudal a tubo lleno, y relación entre la velocidad real y la velocidad a tubo lleno.	164
5.5.7.	Cálculo de la velocidad final, crítica y la tensión tractiva.	165
5.6.	Modelamiento hidráulico de la red de colectores en el software SewerGEMS CONNECT Edition.	167
VI.	DISEÑO DE UNA PLANTA DE TRATAMIENTO DE AGUAS RESIDUALES (PTAR).	174
6.1.	Tanque Imhoff.....	174
6.1.1.	Consideraciones básicas.....	174
6.1.2.	Diseño de tanque Imhoff.....	175
VII.	DISCUSIÓN DE RESULTADOS	186

7.1. Interpretación de resultados.....	186
7.2. Comparación de resultados	188
VIII. CONCLUSIONES.....	189
IX. RECOMENDACIONES	191
X. REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS.....	192
ANEXOS	193

ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 1.Ubicación de coordenadas UTM y Geográficas.	18
Tabla 2.Opciones tecnológicas en saneamiento.	59
Tabla 3. Operacionalización de la variable independiente.	73
Tabla 4. Operacionalización de la variable dependiente.	73
Tabla 5.Período de diseño de infraestructuras.....	77
Tabla 6. Sustento de la tasa de crecimiento.....	79
Tabla 7.Dotación de agua según la región.	80
Tabla 8.Resultados De Aforo – Método Volumétrico.....	83
Tabla 9.Criterios de Estandarización de Componentes Hidráulicos.....	84
Tabla 10.Determinación del Qmd para diseño	85
Tabla 11.Cálculo hidráulico de la línea conducción.....	96
Tabla 12.Resultados obtenidos del modelamiento hidráulico – Línea de Conducción.	99
Tabla 13.Consideracion sobre el Volumen contra incendios.....	105
Tabla 14.Considerando las recomendaciones prácticas:	107
Tabla 15.Metrado de cargas.....	111
Tabla 16.Cálculo Hidráulico de la línea de aducción.	117
Tabla 17.Resultados obtenidos del modelamiento hidráulico – Línea de Aducción.	117
Tabla 18.Cálculo Hidráulico de la Red de Distribución.....	132
Tabla 19.Resultados del modelamiento hidráulico por el Método Longitud Equivalente – Red de Distribución.	136
Tabla 20.Factores de economía de escala de algunos componentes.....	144
Tabla 21.Vida útil de cada componente.	145
Tabla 22.Dotación de agua para sistemas con arrastre hidráulico.....	146
Tabla 23.Resumen de Caudales.	149
Tabla 24.Resumen de caudal unitario.....	149
Tabla 25.Tramos y Buzones de Inspección.	153
Tabla 26.Longitud de colectores.	154
Tabla 27.Cotas y altura de buzones.	155
Tabla 28.Gasto por tramo de contribución.	158

Tabla 29.Pendiente calculada de cada tramo.	159
Tabla 30.Verificación de la pendiente calculada y pendiente mínima.	161
Tabla 31.Caudal y Velocidad a tubo lleno.	163
Tabla 32.Relacion entre caudal de diseño y caudal a tubo lleno, y.....	164
Tabla 33.Cálculo de la velocidad final, crítica y la tensión tractiva.	166
Tabla 34.Resultados obtenidos del modelamiento hidráulico – Red de colectores.	171
Tabla 35.Resultados obtenidos del modelamiento hidráulico – Cámaras de inspección.	173
Tabla 36.Relación entre el tiempo de digestión y la temperatura.....	178
Tabla 37.Relación de temperatura y FCR para el almacenamiento y digestión de lodos.	179

ÍNDICE DE ILUSTRACIONES

Figura 1. Vista panorámica del caserío el Progreso.....	18
Figura 2. Captación de agua de lluvia.....	28
Figura 3. Captación de agua superficial.....	29
Figura 4 Captación de agua subterránea.....	30
Figura 5. Tipos de manantiales.....	31
Figura 6. Aforo del agua por el método volumétrico.....	32
Figura 7. Aforo del agua por el método de velocidad - área.....	33
Figura 8. Captación de un manantial de ladera y concentrado.....	35
Figura 9. Línea de conducción por gravedad trabajado a presión.....	37
Figura 10. Línea de conducción por bombeo.....	39
Figura 11. Válvula de aire automático.....	40
Figura 12. Válvulas de purga.....	41
Figura 13. Cámara rompe presión (T-6).....	42
Figura 14. Tipos de reservorios: apoyado y elevado.....	44
Figura 15. Caseta de válvulas del reservorio.....	46
Figura 16. Línea gradiente hidráulica de la aducción a presión.....	47
Figura 17. Tipos de redes de distribución.....	50
Figura 18. Cámara Rompe Presión para red de distribución (T-7).....	54
Figura 19. Cámara de válvula de control para red de distribución.....	55
Figura 20. Sistema de alcantarillado convencional.....	60
Figura 21. Sistema de alcantarillado condominial.....	61
Figura 22. Esquema de una conexión domiciliar a un alcantarillado sub-alterno.....	64
Figura 23. Determinación de ancho de la pantalla.....	88
Figura 24. Cálculo de la cámara húmeda.....	90
Figura 25. Perfil Longitudinal Indicando la L.G.H. de la línea de conducción (T-1).....	95
Figura 26. Perfil Longitudinal Indicando la L.G.H. de la línea de conducción.....	96
Figura 27. Configuración de unidades.....	97
Figura 28. Resultados de la modelación Hidráulica.....	98
Figura 29. Vista en Planta - Línea de Conducción.....	99

Figura 30.Perfil Longitudinal indicando la L.G.H. en la Línea de Conducción.	100
Figura 31.Gráfico de una junta libre de movimiento entre la pared y el fondo. (ep).	108
Figura 32.Gráfico del empuje horizontal total en una cúpula.....	110
Figura 33.Gráfico de los cálculos.	111
Figura 34.Perfil Longitudinal indicando L.G.H. de la línea de aducción.	116
Figura 35.Vista en Planta del diseño - Línea de aducción.	118
Figura 36.Perfil Long. Indicando la L.G.H. en el WaterGEMS – L. de Aducción.	118
Figura 37. Plano Topográfico del caserío El Progreso.	125
Figura 38.Vista en Planta del diseño – Red de distribución. (Parte 01)	133
Figura 39.Vista en Planta del diseño – Red de distribución. (Parte 02)	134
Figura 40.Vista en Planta del diseño – Red de distribución. (Parte 03)	135
Figura 41.Conexión domiciliaria.	143
Figura 42.Plano en planta – Trazo preliminar de la red y buzones de inspección... ..	151
Figura 43.Perfil longitudinal – Tramo I (Bz-01 AL Bz-09).	152
Figura 44.Vista en Planta – Diseño de red de colectores (Parte 01).....	167
Figura 45.Vista en Planta – Diseño de red de colectores (Parte 02).....	168
Figura 46.Vista en Planta – Diseño de red de colectores (Parte 03).....	169
Figura 47.Vista en planta – Diseño de red de colectores (Parte 04).	170
Figura 48.Estructura del tanque Imhoff.	176
Figura 49.Estructura del digestor.	180
Figura 50.Área de ventilación y cámara de natas.	181
Figura 51.Lecho de secado.	183
Figura 52.Vista lateral del lecho de secado.....	184
Figura 53.Vista en Planta del tanque IMHOFF.....	185
Figura 54.Vista en perfil del tanque IMHOFF.	186

I. INTRODUCCIÓN

1.1. Problema de investigación

a. Descripción de la realidad problemática

En el Perú actualmente existen lugares que no cuenta con los servicios básicos, así como un sistema de agua potable y una red de alcantarillado, a pesar de existir varios programas del estado y entidades privadas en realizar proyectos y obras, sigue persistiendo la falta de los servicios básicos en algunas de regiones del Perú, mayormente encontramos este problema en las zonas rurales y una cierta parte en las zonas urbanas.

Según un informe emitido por el INEI en el periodo del mes de febrero del 2019 hasta enero del 2020 el 90.8 % (29 millones 472 mil 50) de la población del país tienen acceso al agua potable proveniente de una red pública, teniendo la mayor parte al acceso la zona urbana con 95.0%, en tanto la zona rural representa un 75.5%. Por lo tanto nos indica que el 9.2% de la población de todo el país no tiene acceso a una red pública de agua potable, eso nos indica que se abastecen de otras formas, tales como camión-cisterna (1.1%), pozo (1.6%), río, acequias, manantial (3.6%) y otros (2.8%). Por otro lado, el 24.5 % de la población en las zonas rurales no tiene acceso al agua potable, de los cuales la mayor porcentaje (15.2%) acceden al agua provenientes de ríos, acequias o manantiales, seguidos de pozos (4.1%). Por otro lado refiriéndose al acceso al sistema de alcantarillado proveniente de una red pública es del 75.0%, el cual representa 24 millones 338 mil 867 personas.

Según las zonas de residencia, la mayor parte cuenta con estos servicios en la zona urbana con un 92.0% y zona rural con 19.0%. Según estos datos estadísticos nos refleja que el 81.0% de la población de la zona rural no cuentan con un sistema de alcantarillado.

Ante estos datos estadísticos nos refleja que la mayor parte de las zonas rurales de nuestro país tienen no cuentan con los servicios básicos, siendo muy perjudicable para su integridad, favoreciendo el deterioro continuo de la salud de la población.

b. Descripción del problema

Actualmente el caserío el progreso tiene un sistema de agua potable que presenta deterioros en sus estructuras y un déficit en su funcionamiento, ocasionando el desabastecimiento de agua potable en la mayor parte de la población. Los problemas que se han encontrado en cada uno de sus componentes son los siguientes:

La captación que actualmente abastece a la población tiene problemas en el abastecimiento en los periodos de estiaje, donde se registra una disminución en el caudal, y no cubre la demanda de toda la población, por otro lado también se ve el deterioro de la estructura, falta de mantenimiento y la vida útil de la estructura que ya culmino.

En la línea de conducción se encuentra deteriorada en la mayoría de sus tramos, los problemas que podemos encontrar son tuberías expuestas al aire libre, en mal estado sin haber recibido un mantenimiento desde su ejecución, por otro lado también verificamos el trazo, según la topografía de la zona no era la mejor recomendada, y por último la falta de estructuras complementarias según la norma del MVCS establecidas.

El reservorio de almacenamiento no tiene la capacidad de almacenamiento para la población actual, por otro lado encontramos problemas estructurales y problemas de funcionamiento por el tiempo de su vida útil.

En la red de distribución se encuentra deteriorada en la mayor parte de los tramos y la falta de estructuras complementarias, por otro lado la expansión de las viviendas ha generado la carencia de una conexión domiciliaria.

Por último en las conexiones domiciliarias se encuentran en mal estado, en cierta parte sin encontrar una caja de registro o pileta.

Mencionado los problemas que tiene el caserío el Progreso, la población ha recurrido a fuentes de agua no recomendables, como; quebradas, canales y otras, expuesto al aire libre de contaminación.

Sobre las letrinas que actualmente cuenta una cierta parte de la población se encuentra en malas condiciones, y otra parte de la población tiene su pozo ciego.

La ubicación geográfica donde se realizó este presente trabajo es en el caserío el Progreso, el cual se ubica:

Departamento/Región : Amazonas
 Provincia : Utcubamba
 Distrito : Cajaruro
 Centro poblado : Naranjo
 Altitud : 1480 m.s.n.m.
 Área : Rural
 Región Geográfica : Selva

Tabla 1. Ubicación de coordenadas UTM y Geográficas.

Caserío	Coordenadas Geográficas		Coordenadas UTM WGS84-17S		Altitud (m.s.n.m.)
	Latitud	Longitud	Norte (Y)	Este (X)	
El Progreso	5°48'12.76"S	78°12'18.13"O	9357748.00	809547.23	1480.00

Fuente: Elaborado por los autores. (2019)

Figura 1. Vista panorámica del caserío el Progreso.



Fuente: Elaborado por los autores. (2019)

c. Formulación del Problema

¿Cómo plantear una propuesta de diseño de un sistema de agua potable y alcantarillado para el caserío El Progreso, aplicando fórmulas matemáticas y el uso del software WaterGEMS y SewerGEMS?

d. Objetivos de la investigación

• **Objetivo general**

Plantear un diseño de un sistema de agua potable y alcantarillado sanitario para el caserío El Progreso, aplicando fórmulas matemáticas y el uso del software WaterGEMS y SewerGEMS?

• **Objetivo específicos**

- Realizar los estudios básicos; EMS, estudio topográfico, estudio hídrico de la fuente de agua y otros.

-Realizar la recopilación de información de campo.

-Realizar el diseño de la captación.

-Realizar el diseño y modelamiento hidráulico de la línea de conducción, aducción y red de distribución, aplicando fórmulas matemáticas y el software WaterGEMS.

-Realizar el diseño y modelamiento hidráulico de las redes de alcantarillado, aplicando fórmulas matemáticas y el software SewerGEMS.

e. Justificación del estudio

• **Justificación académica**

Se justifica académicamente, porque permite la aplicación de conocimientos adquiridos, y por ende utilizar metodologías y procedimientos para realizar un diseño de un sistema de agua potable y alcantarillado.

• **Justificación social**

Se justifica socialmente, porque se propuso una alternativa de solución del sistema de agua potable y alcantarillado, que finalmente beneficiará a la población en sus condiciones de salubridad y medio ambiente.

II. MARCO DE REFERENCIA

2.1. Antecedentes del estudio

2.1.1. Antecedentes internacionales.

Celi Suárez Byron A. y Pesantez Izquierdo Fabián E. (Ecuador, 2012), en su tesis de investigación titulada: **“CÁLCULO Y DISEÑO DEL SISTEMA DE ALCANTARILLADO Y AGUA POTABLE PARA LA LOTIZACIÓN FINCA MUNICIPAL, EN EL CANTÓN EL CHACO, PROVINCIA DE NAPO”**, presentó como su objetivo principal el cálculo y diseño de la red de alcantarillado y agua potable del cantón EL Chaco para la lotización Finca Municipal Marcial Oña, concluyendo con el análisis exhaustivo de cada punto de los parámetros de diseño establecidos, así como el periodo de diseño, el análisis poblacional y la dotación de consumo. El aporte principalmente de este proyecto, es que adoptando estos análisis en el diseño se puede obtener resultados más cercanos a la realidad, y luego realizar un diseño sostenible.

Choez Parrales Héctor J. y Zambrano Veliz Luis M. (Ecuador, 2017), en su tesis de investigación titulada **“ESTUDIO Y DISEÑO DE LOS SISTEMAS DE AGUA POTABLE Y ALCANTARILLADO SANITARIO DE LA LOTIZACIÓN 19 DE DICIEMBRE, DEL CANTÓN JIPIJAPA”**, presentó como objetivo principal realizar el estudio y diseño del sistema de agua potable y alcantarillado sanitario para la lotización 19 de diciembre del Cantón Jipijapa, llegando a las siguientes conclusiones: Para el sistema de agua potable los cálculos hidráulicos fueron realizados mediante el software WaterCad bajo parámetros establecidos. Para el sistema de alcantarillado sanitario los cálculos hidráulicos fueron realizados mediante el software SewerCad. Los resultados obtenidos mediante el software fueron óptimos, según los parámetros establecidos. El aporte de este proyecto, es la aplicación de software que puedan facilitar los cálculos y procedimientos en el diseño de cada sistema, bajo parámetros establecidos según una normativa.

2.1.2. Antecedentes nacionales.

Jara Sagardia Francesca L. y Santos Mundaca Kildare D. (UPAO - 2014), en su tesis de investigación titulada **“DISEÑO DE ABASTECIMIENTO DE AGUA POTABLE Y EL DISEÑO DE ALCANTARILLADO DE LAS LOCALIDADES: EL CALVARIO Y RINCÓN DE PAMPA GRANDE DEL DISTRITO DE CURGOS - LA LIBERTAD”**, presentó como objetivo principal realizar el diseño de abastecimiento de agua potable y el diseño de alcantarillado de las localidades: el Calvario y el Rincón de Pampa Grande, distrito de Curgos - La libertad, concluyendo con los cálculos hidráulicos del sistema de agua y alcantarillado, que han sido verificados y simulados mediante el software WaterCad y SewerCad, programas establecidos por el MVCS, y de amplio uso en nuestro país. El aporte de este proyecto, es el uso de software para la verificación de resultados del modelamiento hidráulico de cada componente de los sistemas, y luego comprobar e interpretar resultados en el diseño.

Zelada Banzan Susana K. (UNPRG - 2019), en esta tesis de investigación titulada **“DISEÑO DE SISTEMA INTEGRAL DE AGUA POTABLE Y ALCANTARILLADO EN EL CASERÍO SAN JOSE DE JAPAIME, DISTRITO DE NIEVA, PROVINCIA DE CONDORCANQUI”**, presento como objetivo principal elaborar el “Diseño de Sistema Integral de Agua Potable y Alcantarillado en Caserío San José Japaime, Distrito de Nieva, Provincia de Condorcanqui”, concluyendo con la realización de los estudios básicos como el EMS, estudio topográfico y el estudio hídrico de la fuente, permitiendo obtener resultados óptimos para el diseño de cada componente hidráulico en el sistema de agua y alcantarillado.

El aporte, es que en todo proyecto de agua potable y alcantarillado se debe realizar los estudios básicos como; el EMS, el estudio topográfico, estudio hídrico de la fuente y otros si se lo requiere, según indicara la norma técnica: Opciones Tecnológicas para Sistemas de Saneamiento en el Ámbito Rural.

2.2. MARCO TEÓRICO – SISTEMA DE AGUA POTABLE.

2.2.1. Conceptos fundamentales del sistema de abastecimiento de agua potable.

Simón Arocha R. (1977), según su libro titulado “**Abastecimiento de agua**”, define; Un sistema de abastecimiento de agua está constituido por una serie de estructuras presentando características diferentes, que serán afectadas por coeficientes de diseño distintos en razón de la función que cumplen dentro del sistema.

Los sistemas de abastecimiento se diseñan y construyen para satisfacer una población mayor que la actual (futura).

Pedro López A. (1990), según su libro titulado “**Abastecimiento de agua potable**” define; Un sistema de abastecimiento de agua potable debe suministrar agua de buena calidad, en cantidad suficiente, a la presión necesaria, a toda hora y todos los puntos de la población.

Pedro Rodríguez R (2001), según su libro titulado “**Abastecimiento de agua**”, define; El conjunto de las diversas obras que tienen por objeto suministrar agua a una población en cantidad suficiente, calidad adecuada, presión necesaria y en forma continua.

Universidad Politécnica de Valencia. (2003), según su libro titulado “**Ingeniería hidráulica en los abastecimientos de agua**”, define; Un sistema de abastecimiento de agua puede considerarse como el conjunto de elementos, dispositivos y mecanismos empleados para llevar el agua desde los puntos de captación hasta los puntos de consumo. Además forman parte de la red de abastecimiento de agua los elementos necesarios para que el suministro de agua en los puntos de consumo se realice en las condiciones de caudal, presión y calidad suficientes para cada uno de los usos.

2.2.2. Parámetros de diseño.

2.2.2.1. Periodo de diseño.

Se denomina periodo de diseño al número de años para el cual se diseña una obra de abastecimiento de agua potable considerando que durante ese periodo el sistema proveerá a los usuarios un servicio eficiente y de calidad. (F. Aguirre Morales, 2015, p. 23)

Para diseñar un sistema de agua potable, debe establecerse la vida útil de cada uno de sus componentes. La vida útil depende de los siguientes factores:

- ✓ Vida útil de las obras civiles y equipos.
- ✓ Facilidad de ampliaciones del sistema.
- ✓ Crecimiento poblacional de la localidad

El periodo de diseño puede definirse como el tiempo en el cual el sistema será 100% eficiente, ya sea por capacidad en la conducción del gasto deseado o por la existencia física de las instalaciones. (Simón Arocha R., 1977, p. 13)

Para determinar el periodo de diseño se consideran factores como: durabilidad o vida útil de las instalaciones, factibilidad de construcción y posibilidades de ampliación o sustitución, tendencias de crecimiento de la población y posibilidades de financiamiento.

A continuación, se indican algunos rangos de valores asignados para los diversos componentes de los sistemas de abastecimiento de agua potable para poblaciones rurales:

- ✓ Obras de captación: 20 años.
- ✓ Conducción: 10 a 20 años.
- ✓ Reservorio: 20 años.
- ✓ Redes: 10 a 20 años (tubería principal 20 años, secundaria 10 años).

Se entiende por Periodo Diseño el tiempo en el cual se estima que las obras por construir serán eficientes. El período de diseño es menor que la Vida Útil o sea el tiempo que razonablemente se espera que la obra sirva a los propósitos sin tener gastos de operación y mantenimiento elevados que hagan antieconómico su uso o que se requieran ser eliminadas por insuficientes. (Pedro Rodríguez R., 2001, p.33)

Es el intervalo de tiempo en que la obra proyectada brindará el servicio para el cual fue diseñada, es decir que operará con los parámetros utilizados para su dimensionamiento (población de proyecto, gasto de diseño, niveles de operación, etc.). (CONAGUA N°04, 2007, p.3)

2.2.2.2. Población de diseño.

La población futura de una comunidad depende de las características sociales y económicas en el pasado y en la actualidad, lo que permitirá establecer las proyecciones para el futuro.

La población futura depende de algunas variables; migración, crecimiento económico, nacimientos, defunciones, incremento de la esperanza de vida, etc. Para su determinación existen modelos matemáticos que toman en cuenta datos de las poblaciones actuales y anteriores obtenidas en censos poblacionales, número de usuarios de servicios básicos como la electricidad, etc.

En Ecuador, el INEC (Instituto Ecuatoriano de Estadística y Censos) es la entidad responsable de los censos poblacionales que se realizan con intervalos aproximados de diez años.

A continuación se analizarán los métodos de cálculo de uso más frecuente: (F. Aguirre Morales, 2015, p. 24)

a. Método Aritmético.

Este método considera que el crecimiento de una población es constante, es decir se asemeja a una línea recta que responde a la ecuación:

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

Es un método recomendado para pequeñas localidades que tengan un crecimiento estable.

b. Método geométrico.

Este método consiste en suponer que el crecimiento poblacional sigue la ley del interés compuesto según la siguiente expresión:

$$Pf = Pi * (1 + r)^n$$

Es útil en poblaciones que muestren una importante actividad económica, que genera un apreciable desarrollo y que poseen importantes áreas de expansión.

c. Método exponencial.

Este método es aplicable si el crecimiento de la población es de tipo exponencial, se aplica la siguiente expresión:

$$Pf = Pi * e^{k(t_f - t_i)}$$

d. Método estadístico.

Utilizando el Método de los mínimos cuadrados se puede ajustar una curva que se ajuste al crecimiento de la población.

Si se tiene una serie de puntos 1, 2,3, 4, etc., y una curva que pase entre ellos, de manera que se acerque lo más posible a todas sus posiciones, su ajuste se hace de modo que la suma de los cuadrados de las distancias verticales r1, r2, r3, r4, etc., de los puntos a la curva, sea lo más pequeña posible.

2.2.2.3. Demanda de agua.

a. Dotación. (definición de distintos autores).

Es una consecuencia del estudio de las necesidades de agua de una población, quien la demanda para usos de consumo domésticos, público, industrial, comercial, fugas y desperdicios.

Se entiende por dotación la cantidad de agua que se asigna cada persona por día y se expresa l/h/d (litros por habitante por día). (Pedro López A., 1990, p.46)

Se considera dotación al caudal de agua potable que consume en promedio cada habitante en un día, que permite satisfacer sus necesidades básicas.

La dotación incluye los consumos doméstico, comercial, industrial y público, se expresa en litros/habitante/día (l/hab/d). (F. Aguirre Morales, 2015, p. 31)

Es la cantidad de agua asignada a cada habitante, considerando todos los consumos de los servicios y las pérdidas físicas en el sistema, en un día medio anual; sus unidades están dadas en l/hab/día. (CONAGUA N°04, 2007, p.15)

Es la cantidad de agua que satisface las necesidades diarias de consumo de cada integrante de una vivienda, su selección depende del tipo de opción tecnológica para la disposición sanitaria de excretas sea seleccionada y aprobada bajo los criterios establecidos. (Norma técnica: Opciones tecnológicas para sistemas saneamiento en el ámbito rural).

b. Variaciones de consumo.

Según Roger Agüero P. (1997), para suministrar eficientemente agua a la comunidad, es necesario que cada una de las partes que constituyen el sistema satisfaga las necesidades reales de la población; diseñando cada estructura de tal forma que las cifras de consumo y variaciones de las mismas, no desarticulen todo el sistema, sino que permitan un servicio de agua eficiente y continuo.

- **Consumo promedio diario anual (Qm).**

Se define como el resultado de una estimación del consumo per cápita para la población futura del periodo de diseño, expresada en litros por segundo (l/s).

$$Qm = \frac{Dotacion * Pf}{86400}$$

- **Consumo máximo diario (Qmd).**

Se define como el día de máximo consumo de una serie de registros observados durante los 365 días del año.

Para el consumo máximo diario (Qmd) se considerara entre el 120% y 150% del consumo promedio diario anual (Qp), recomendándose el valor promedio de 130%.

- **Consumo máximo horario (Qmh).**

Se define como la hora de máximo consumo de una serie registros observados durante las 24 horas del día.

En el caso del consumo máximo horario (Qmh) se considerara como el 200% del promedio diario (Qp).

2.2.3. Fuentes de abastecimientos de agua.

Las fuentes de abastecimiento constituyen el elemento más importante de todo el sistema de abastecimiento de agua potable, y antes de dar cualquier paso es necesario definir su ubicación, tipo, cantidad y calidad. (Roger Agüero P., 1997, p.27)

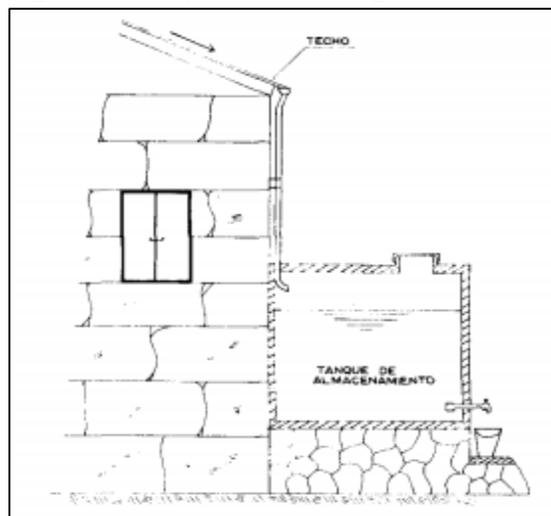
2.2.3.1. Tipo de fuentes.

De acuerdo a la forma de abastecimiento se consideran tres tipos principales de fuente: aguas de lluvia, aguas superficiales y aguas subterráneas.

a. Agua de lluvia.

La captación de agua de lluvia se emplea en aquellos casos en los que no es posible obtener aguas superficiales y subterráneas de buena calidad y cuando el régimen de lluvias sea importante. Para ello se utilizan los techos de las casas o algunas superficies impermeables para captar el agua y conducirla a sistemas cuya capacidad depende del gasto requerido y del régimen pluviométrico. (Roger Agüero P., 1997, p.27)

Figura 2. Captación de agua de lluvia.

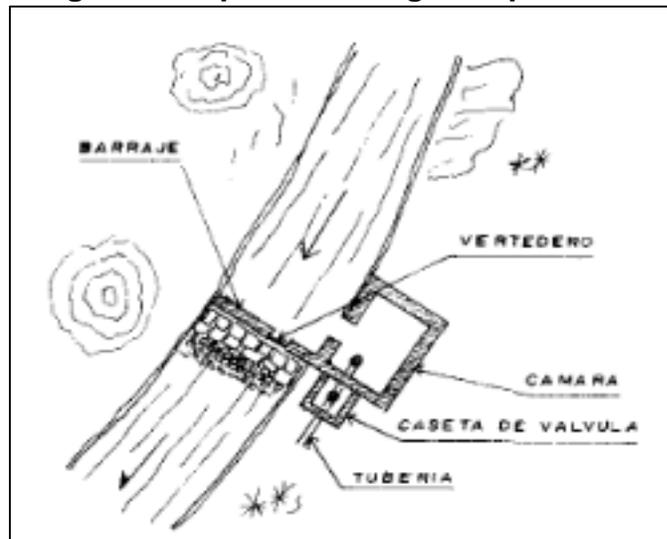


Fuente: Agua potable para poblaciones rurales. (1997).

b. Aguas superficiales.

Las aguas superficiales están constituidas por los arroyos, ríos, lagos, etc. que discurren naturalmente en la superficie terrestre. Este tipo de fuente no es recomendable por que se encuentran en zonas habitadas y al aire libre a contaminarse. (Roger Agüero P., 1997, p.28)

Figura 3. Captación de agua superficial.

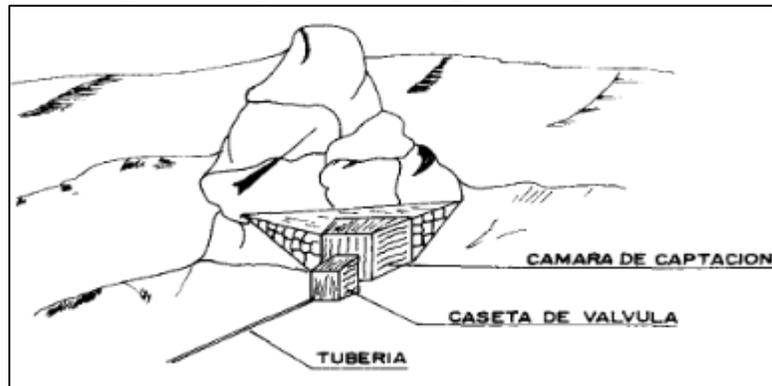


Fuente: Agua potable para poblaciones rurales. (1997).

c. Aguas subterráneas.

La captación de aguas subterráneas se puede realizar a través de manantiales, galerías filtrantes y pozos (excavados y tubulares). Este tipo de fuente es generado por las precipitaciones que infiltran en el suelo hasta saturarse y formar pozas de almacenamiento en el subsuelo. Este tipo de fuente es muy común ver en zonas rurales, y es muy recomendable. (Roger Agüero P., 1997, p.28)

Figura 4 Captación de agua subterránea.



Fuente: Agua potable para poblaciones rurales. (1997).

2.2.3.2. Selección del tipo de fuente

Para seleccionar la fuente de abastecimiento más conveniente deberán presentarse alternativas técnico – económicas teniendo en cuenta la cantidad, calidad del agua, seguridad de las obras de captación, accesibilidad e impactos al medio ambiente que puedan ocasionar las obras de toma. (F. Aguirre Morales, 2015, p. 37)

Las fuentes de agua se clasifican según la procedencia del agua en:

a. Aguas superficiales

- ✓ Ríos
- ✓ Quebradas
- ✓ Lagos
- ✓ Embalses

b. Aguas subterráneas

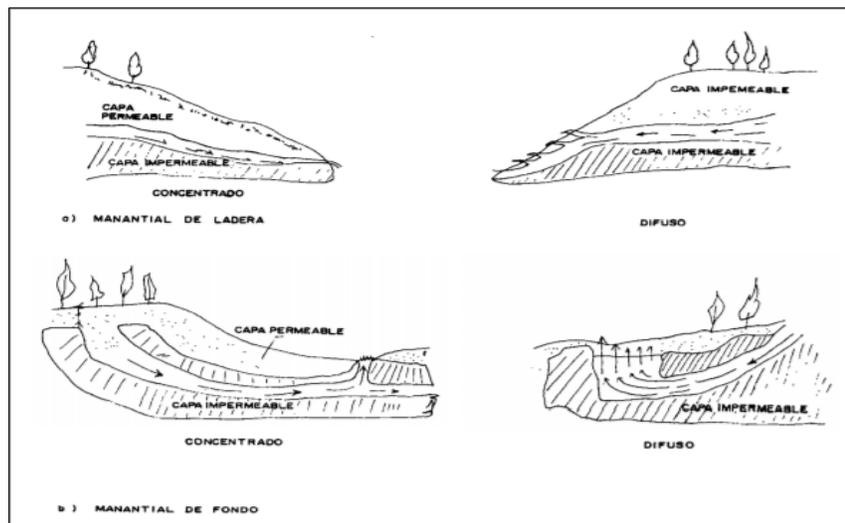
- ✓ Manantiales
- ✓ Pozos someros
- ✓ Pozos profundos

La segunda alternativa representada por manantiales localizados en la parte alta de la población. Generalmente tiene agua de buena calidad, y es el tipo de fuente considerada en los sistemas de abastecimiento de agua potable por gravedad sin tratamiento.

- **Manantiales.**

Se puede definir un manantial como un lugar donde se produce un afloramiento natural de agua subterránea. El agua del manantial fluye por lo general a través de una formación de estratos con grava, arena o roca fisurada. En los lugares donde existen estratos impermeables, estos bloquean el flujo subterráneo del agua y permiten que aflore a la superficie. (Roger Agüero P., 1997, p.28)

Figura 5. Tipos de manantiales.



Fuente: Agua potable para poblaciones rurales. (1997).

2.2.3.3. Cantidad de agua.

La mayoría de sistemas de abastecimientos de agua potable en las poblaciones rurales de nuestro país, tiene como fuente los manantiales.

La carencia de registros hidrológicos nos obliga a realizar una concienzuda investigación de las fuentes. Lo ideal sería que los aforos se efectuaran en la temporada crítica de rendimientos que corresponde a los meses de estiaje y lluvias, con la finalidad de conocer los caudales mínimos y máximos. (Roger Agüero P., 1997, p.30)

Existen varios métodos para determinar el caudal de agua. Los más utilizados en los proyectos, en zonas rurales, son los métodos volumétrico y de velocidad-área. El primero es utilizado para calcular caudales hasta con un máximo de 10 L/s, mientras que el segundo para caudales mayores a 10 L/s.

a. Método volumétrico.

Consiste en tomar el tiempo que demora en llenarse un recipiente de volumen conocido, dividiendo el volumen entre el tiempo, obteniéndose el caudal en l/s.

Con la finalidad de definir el tiempo promedio, se recomienda realizar como mínimo 5 mediciones. (Roger Agüero P., 1997, p.30)

Figura 6. Aforo del agua por el método volumétrico.



Fuente: Agua potable para poblaciones rurales. (1997).

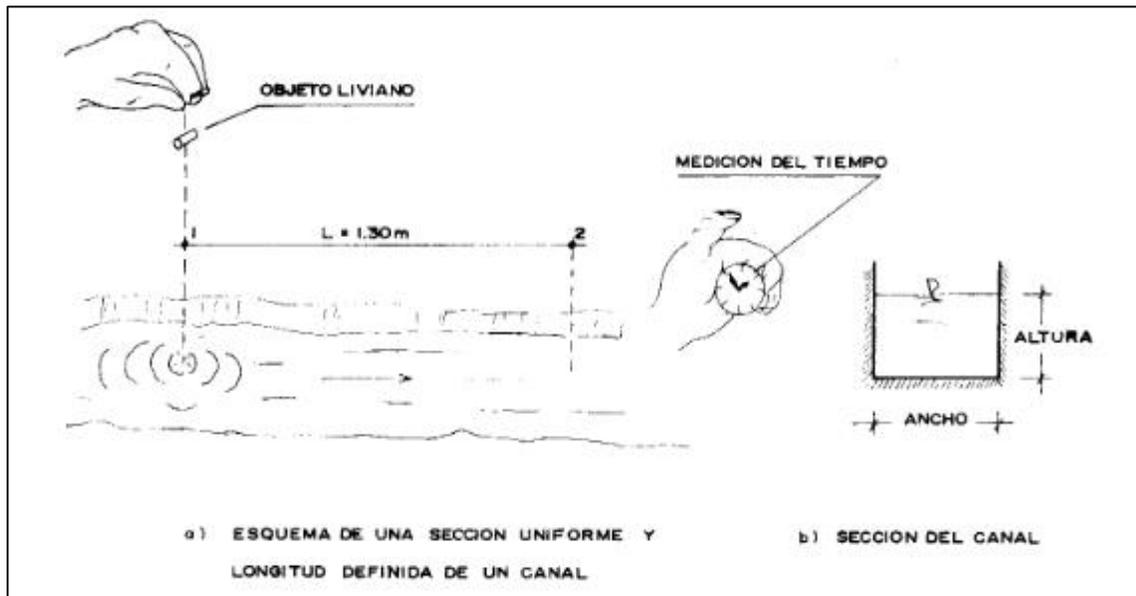
b. Método velocidad – área.

Con este método se mide la velocidad del agua superficial que discurre de la fuente, tomando el tiempo que demora un objeto flotante en llegar de un punto a otro en una sección uniforme.

Cuando la profundidad del agua es menor a 1 m., la velocidad promedio del flujo se considera el 80% de la velocidad superficial. (Roger Agüero P., 1997, p.31)

$$Q = 800 * V * A$$

Figura 7. Aforo del agua por el método de velocidad - área.



Fuente: Agua potable para poblaciones rurales. (1997).

2.2.3.4. Calidad del agua.

La calidad del agua debe especificarse en función del uso que se le va a dar, bajo estas consideraciones, se dice que un agua está contaminada cuando sufre cambios que afectan su uso real o potencial. (F. Aguirre Morales, 2015, p.17)

Para verificar si el agua es o no apta para el consumo humano, debe satisfacer determinados requisitos de potabilidad, denominadas normas de calidad del agua.

Se dice que un agua es Potable Aquélla que es apta para el consumo humano y que cumpla con los requisitos físicos-químicos y microbiológicos establecidos en la norma. (Pedro Rodríguez R, .2001, p.12)

El agua de calidad es aquella que al consumirla no perjudica el organismo del ser humano, ni daña los materiales a ser usados en la construcción del sistema. (Roger Agüero P., 1997, p.32)

Los requerimientos básicos para que el agua sea potable, son

- ✓ Estar libre de organismos patógenos causantes de enfermedades.
- ✓ No contener compuestos que tengan un efecto adverso, agudo o crónico sobre la salud humana.
- ✓ Ser aceptablemente clara (por ejemplo: baja turbidez, poco color, etc.).
- ✓ - No salina.
- ✓ Que no contenga compuestos que causen sabor y olor desagradables.
- ✓ Que no cause corrosión o incrustaciones en el sistema de abastecimiento de agua.

2.2.4. Obras de captación.

Las obras de captación son las obras civiles y equipos electromecánicos que se utilizan para reunir y disponer adecuadamente del agua superficial o subterránea. (Pedro Rodríguez R, .2001, p.73)

Las obras de captación, identificada como el primer punto del sistema de agua potable, en el lugar del afloramiento se construyen una estructura de captación que permita recolectar el agua, para que luego pueda ser conducida mediante las tuberías de conducción hacia el reservorio de almacenamiento. (Roger Agüero P., 1997, p.37)

2.2.4.1. Tipos de captación.

a. Captación tipo toma de fondo.

Este tipo de bocatoma se utiliza para pequeños sistemas de agua potable, en fuentes de abastecimiento de pendientes fuertes y caudales muy variables desde muy pequeños en las estaciones secas a grandes en las estaciones lluviosas. (F. Aguirre Morales, 2015, p.39)

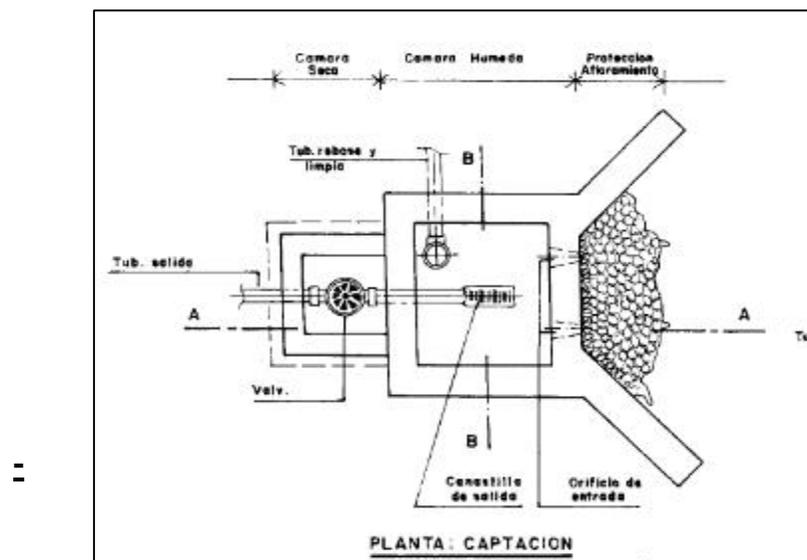
b. Captación en vertiente.

Las vertientes son afloramientos de agua subterránea en la superficie del terreno natural y se los conoce como manantiales:

- **Manantial de ladera y concentrado.**

Este tipo de captación consta de la protección del afloramiento, la cámara húmeda y la cámara seca. (F. Aguirre M., 2015, p.43)

Figura 8. Captación de un manantial de ladera y concentrado.



Fuente: Agua potable para poblaciones rurales (1997).

- **Manantial de manantial con afloramiento vertical.**

Cuando el afloramiento es vertical y concentrado, se utiliza una cámara de hormigón sin fondo alrededor del punto de afloramiento del agua. (F. Aguirre Morales, 2015, p.44)

2.2.5. Línea de conducción.

Se llama " Línea de conducción " al conjunto integrado por tuberías, estaciones de bombeo y accesorios cuyo objetivo es transportar el agua, procedente de la fuente de abastecimiento, a partir de la obra de captación, hasta el sitio donde se localiza el tanque de regularización, planta potabilizadora o directamente a la red de distribución. (Pedro Rodríguez R., 2001, p.118).

Definida como la tubería que conduce desde la obra de captación hasta el estanque de almacenamiento, debe satisfacer condiciones de servicio para el día de máximo de consumo, garantizando de esta manera la eficiencia del sistema. (Simón Arocha R., 1977, p.23)

Estas obras de captación se requieren para conducir o llevar el agua captada desde la fuente hasta el lugar de su almacenamiento, de su tratamiento o distribución. Esta conducción puede realizarse por gravedad o por bombeo, si es por gravedad se emplean tuberías, canales abiertos o cubiertos, y si es por bombeo se emplean tuberías. (Pedro López A., 1990, p.92)

2.2.5.1. Línea de Conducción por gravedad.

Es cuando la elevación del agua en la fuente de abastecimiento es mayor a la altura piezométrica requerida o existente en el punto de entrega del agua, el transporte del fluido se logra por la diferencia de energías disponibles. (Pedro Rodríguez R., 2001, p.118).

Las Líneas de conducción por gravedad Tiene dos variantes:

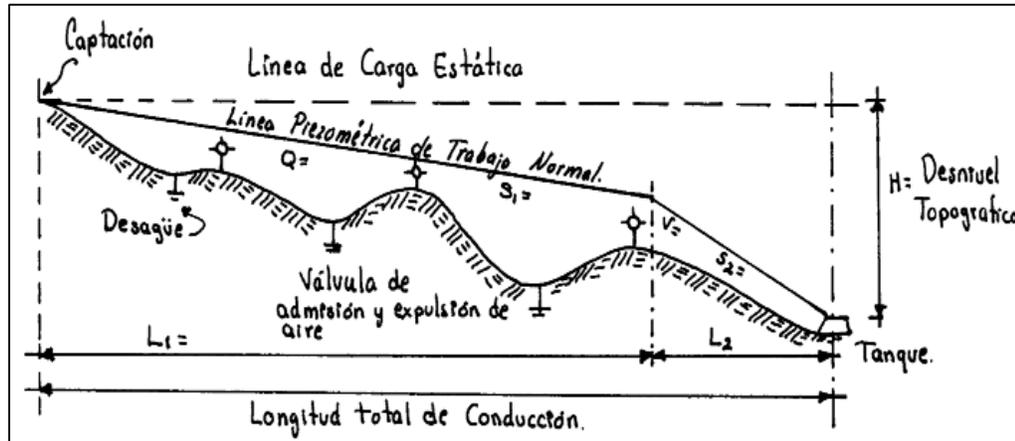
a. Por canales (sin presión).

Cuando la línea piezométrica coincide con la superficie del agua.

b. Por tuberías (a presión).

Cuando la línea piezométrica queda por arriba del lomo de los conductos.

Figura 9. Línea de conducción por gravedad trabajado a presión.



Fuente: Abastecimiento de agua (2001).

• **Criterios de diseño:**

Carga disponible, viene representada por la diferencia de elevación entre la obra de captación y el reservorio.

Gasto de diseño, es el correspondiente al gasto máximo diario (Qmd), el que se estima considerando el caudal medio de la población para el periodo de diseño seleccionado (Qm) y el factor K1 del día de máximo consumo.

Clase de tubería, estarán definidas por las máximas presiones que ocurran en la línea representada 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.

Diámetros, los diámetros se consideran diferentes soluciones y se estudian diversas alternativas desde el punto de vista económico.

Considerando el máximo desnivel en toda la longitud del tramo, el diámetro seleccionado deberá tener la capacidad de conducir el gasto de diseño con velocidades comprendidas entre 0.6 y 3.0 m/s; y las pérdidas de carga por tramo calculado deben ser menores o iguales a la carga disponible. (Roger Agüero P., 1997, p.53)

- **Línea gradiente hidráulica:**

La línea de gradiente hidráulica (L.G.H.) indica la presión de agua a lo largo de la tubería bajo condiciones de operación. Cuando se traza la línea de gradiente hidráulica para un caudal que descarga libremente en la atmosfera (como dentro de un tanque), puede resultar que la presión residual en el punto de descarga se vuelva positiva o negativa. (Roger Agüero P., 1997, p.56)

- **Perdida 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. (Roger Agüero P., 1997, p.56)

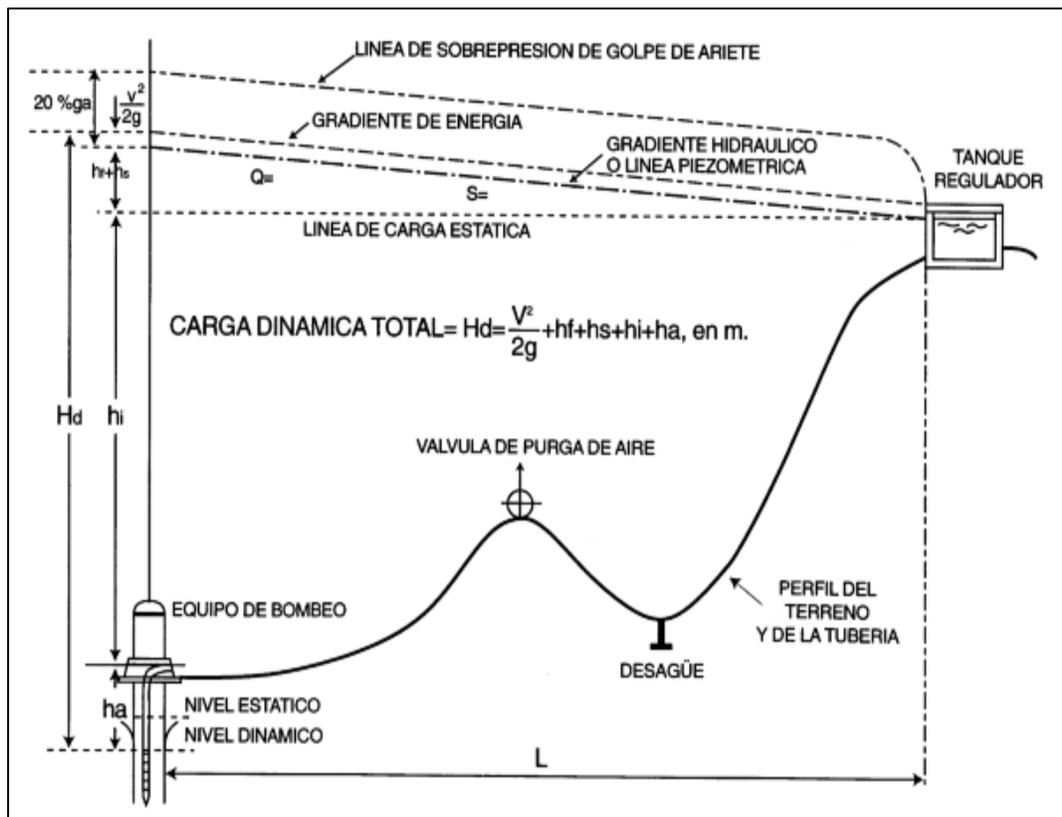
- **Presión:**

La presión representa la cantidad de energía gravitacional contenida en el agua. En un tramo de tubería que está operando a tubo lleno, podemos plantear la ecuación de Bernoulli. (Roger Agüero P., 1997, p.61)

2.2.5.2. Línea de conducción por bombeo.

Cuando la fuente de abastecimiento se encuentra a un nivel inferior al tanque o a la población, el agua captada se impulsa por bombeo. Cuando se llega a este caso, se elige el diámetro adecuado mediante un análisis económico. (Pedro Rodríguez R., 2001, p.216).

Figura 10. Línea de conducción por bombeo.



Fuente: Abastecimiento de agua (2001).

Básicamente una conducción requiere bombeo cuando la posición de la obra de captación con relación al sitio donde termina la línea se encuentra topográficamente más bajo. Para el diseño de la tubería de conducción se deberá disponer de los planos topográficos (perfil y planta). (Pedro Rodríguez R., 2001, p.217).

2.2.5.3. Estructuras complementarias.

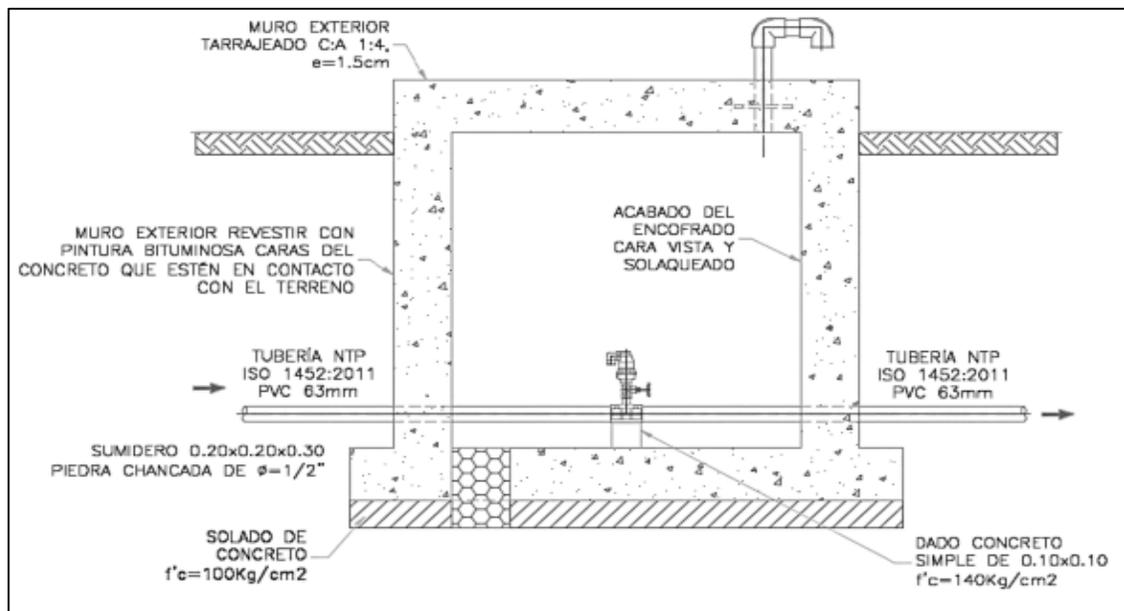
a. Válvula de aire.

Son dispositivos hidromecánicos previstos para efectuar automáticamente la expulsión y entrada de aire a la conducción, necesarias para garantizar su adecuada explotación y seguridad. Se debe disponer en el punto más elevado de un sifón para la expulsión de aire, aunque debe ir equipada con un dispositivo de comprobación de vacío que impida la admisión de aire en la tubería. (Opciones Tecnológicas para Sistemas de Saneamiento en el Ámbito Rural, 2018, p. 86.)

Los tipos de válvulas de aire son:

- ✓ Válvula de aire manual.
- ✓ Válvula de aire automática

Figura 11. Válvula de aire automático.



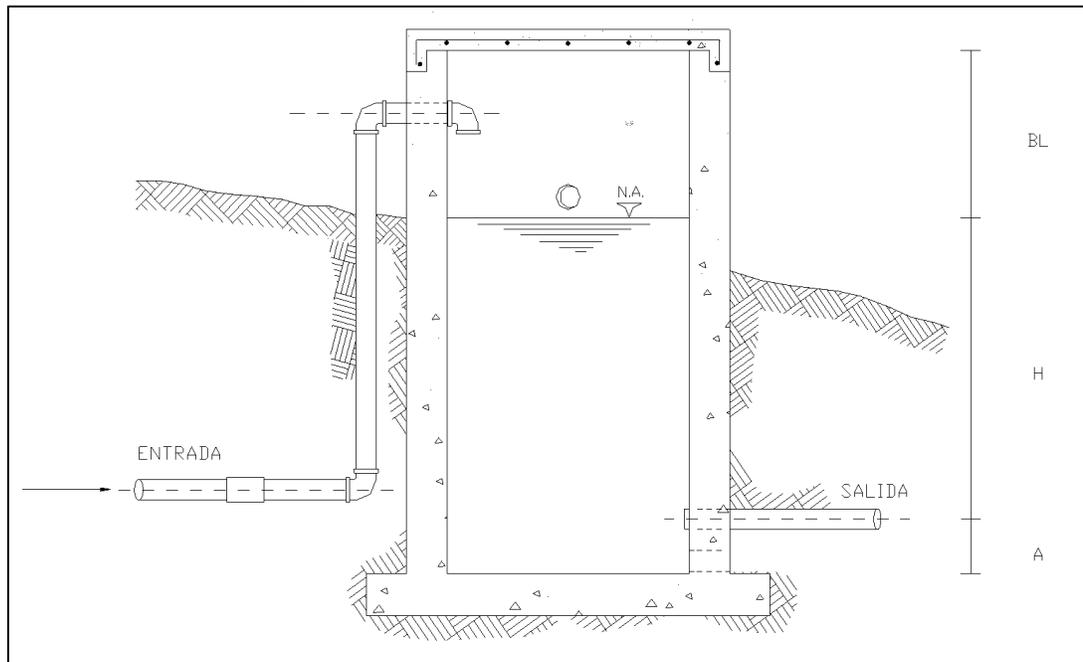
Fuente: Opciones Tecnológicas para Sistemas de Saneamiento en el Ámbito Rural (2018)

c. Cámara rompe presión (CRP T-6).

Son estructuras destinadas a reducir la presión relativa a cero (presión atmosférica), mediante la transformación de la energía disponible en una altura de velocidad.

En líneas de conducción por gravedad la carga estática originada por el desnivel existente entre la captación y algunos puntos a lo largo de la línea de conducción, pueden generarse presiones superiores a presión la máxima que soportaría una determinada clase de tubería. (Simón Arocha R., 1977, p.180)

Figura 13. Cámara rompe presión (T-6).



Fuente: Opciones Tecnológicas para Sistemas de Saneamiento en el Ámbito Rural (2018).

2.2.6. Reservorio de almacenamiento.

Según Roger Agüero P. (1997), lo define como una estructura, que tiene la importancia de garantizar el funcionamiento hidráulico del sistema y el mantenimiento de un servicio eficiente, en función a las necesidades de agua proyectadas y el rendimiento admisible de la fuente.

Un sistema de abastecimiento de agua potable requerirá de un reservorio cuando el rendimiento admisible de la fuente sea menor que el gasto máximo horario (Q_{mh}). En caso que el rendimiento de la fuente sea mayor que el Q_{mh} no se considera el reservorio, y debe asegurarse que el diámetro de la línea de conducción sea suficiente para conducir el gasto máximo horario (Q_{mh}), que permita cubrir los requerimientos de consumo de la población.

Los tanques de reserva o almacenamiento de agua sirven para compensar las variaciones horarias de consumos de agua, hay que tomar en cuenta que el caudal que llega al tanque de reserva es prácticamente constante y el caudal que sale de este es variable desde cero cuando no existe consumo hasta el caudal máximo horario en horas pico. (F. Aguirre M., 2015, p. 109)

2.2.6.1. Consideraciones básicas.

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

a. Capacidad de almacenamiento.

Para el cálculo de la capacidad del reservorio, se considera la compensación de variaciones horarias de consumo y los eventuales desperfectos en la línea de conducción. El reservorio debe permitir que la demanda máxima que se produce en el

consumo sea satisfecha a cabalidad, al igual que cualquier variación en el consumo registrada en las 24 horas del día.

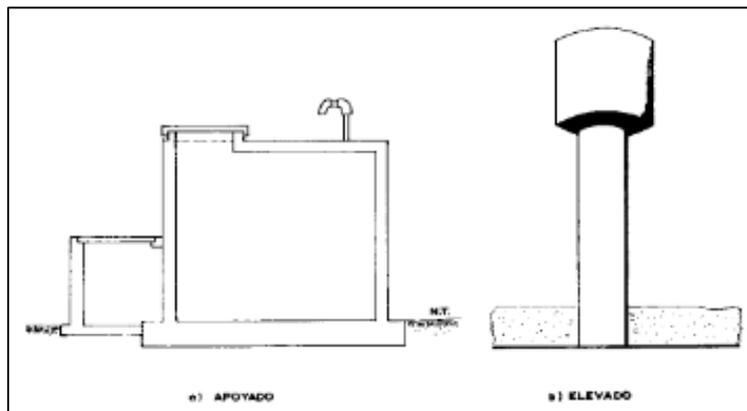
El volumen de almacenamiento debe ser del 25% de la demanda diaria promedio anual (Q_p), siempre que el suministro de agua de la fuente sea continuo. Si el suministro es discontinuo, la capacidad debe ser como mínimo del 30% de Q_p . (R. Pittman, 1997, p. 77)

b. Tipos de reservorios.

Los reservorios de almacenamiento pueden ser elevados, apoyados y enterrados. Los tanques elevados por lo general tienen forma cilíndrica o de paralelepípedo, pueden estar soportados por columnas, torres de hormigón o metálicas. Los tanques apoyados o enterrados se construyen sobre o debajo de la superficie del suelo respectivamente, pueden tener sección circular, rectangular o cuadrados.

Para capacidades medianas y pequeñas, como es el caso de los proyectos de abastecimiento de agua potable en poblaciones rurales, resulta tradicional y económica la construcción de un reservorio apoyado de forma cuadrada. (R. Pittman, 1997, p. 78)

Figura 14. Tipos de reservorios: apoyado y elevado.



Fuente: Agua potable para poblaciones rurales (1997).

c. Ubicación del reservorio

El reservorio debe estar ubicado a una altura que permita presiones adecuadas, garantizando presiones mínimas en los puntos más altos de la red y máximas en los bajos.

Considerando la topografía del terreno y la ubicación de la fuente de agua, en la mayoría de los proyectos de agua potable en zonas rurales los reservorios de almacenamiento son de cabecera y por gravedad.

El reservorio se debe ubicar lo más cerca posible y a una elevación mayor al centro poblado. (F. Aguirre M., 2015, p. 110)

2.2.6.2. Casetas de válvulas.

Según **Roger Agüero P.**, es una estructura de concreto y/o mampostería que alberga el sistema hidráulico del reservorio, debe tener los accesorios siguientes:

a. Tubería de llegada.

El diámetro está definido por la tubería de conducción, debiendo estar provista de una válvula compuerta de igual diámetro antes de la entrada al reservorio de almacenamiento; debe proveerse de un by - pass para atender situaciones de emergencia.

b. Tubería de salida.

El diámetro de la tubería de salida será el correspondiente al diámetro de la línea de aducción, y deberá estar provista de una válvula compuerta que permita regular el abastecimiento de agua a la población. (R. Pittman, 1997, p. 79)

c. Tubería de limpieza

La tubería de limpia deberá tener un diámetro tal que facilite la limpieza del reservorio de almacenamiento en un periodo no mayor de 2 horas. Esta tubería será provista de una válvula compuerta. (R. Pittman, 1997, p. 79)

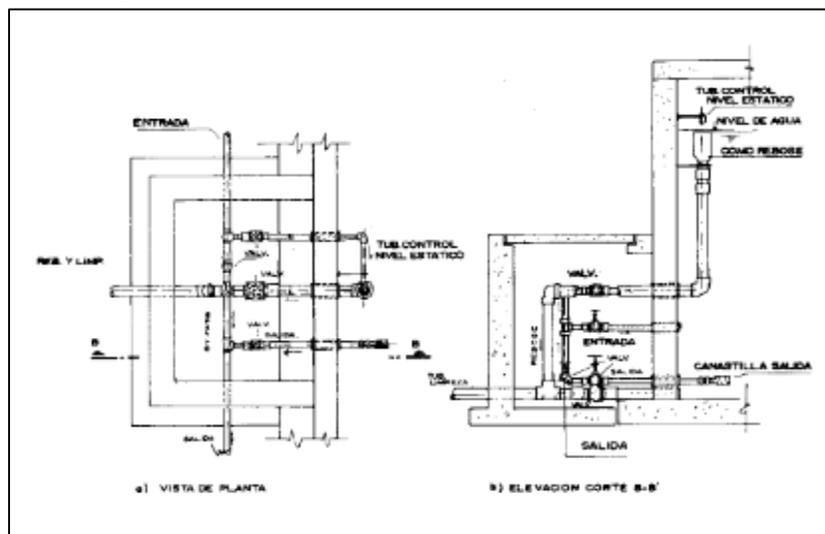
d. Tubería de rebose

La tubería de rebose se conectara con descarga libre a la tubería de limpia y no se proveerá de válvula compuerta, permitiéndose la descarga de agua en cualquier momento. (R. Pittman, 1997, p. 79)

e. By-pass

Se instalara una tubería con una conexión directa entre la entrada y la salida, de manera que cuando se cierre la tubería de entrada al reservorio de almacenamiento, el caudal ingrese directamente a la línea de aducción. Esta constara de una válvula compuerta que permita el control del flujo de agua con fines de mantenimiento y limpieza del reservorio. (R. Pittman, 1997, p. 79)

Figura 15. Caseta de válvulas del reservorio.

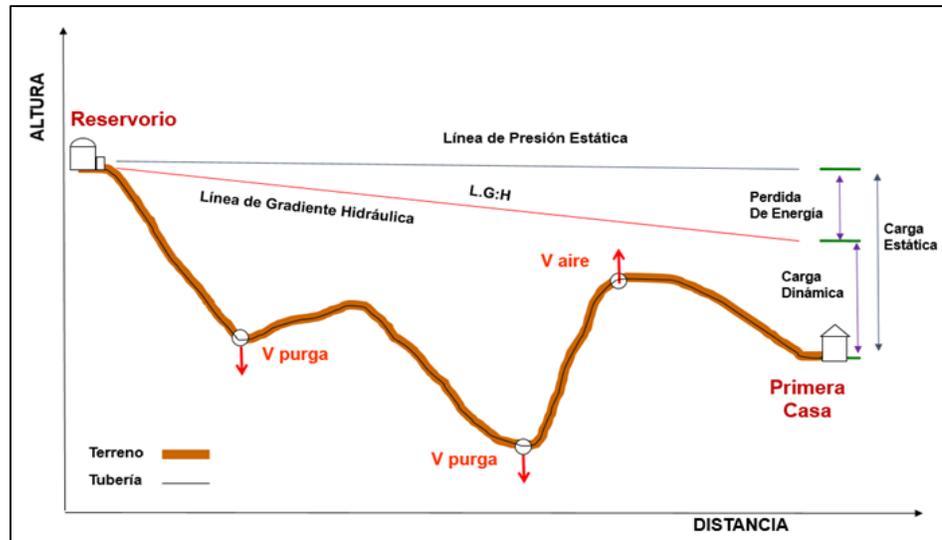


Fuente: Agua potable para poblaciones rurales (1997)

2.2.7. Línea de aducción.

La línea de aducción es aquel componente que se considera como el tramo de tubería que sale del sitio de reserva hacia las viviendas y que conduce la cantidad de agua que se consume en ese momento.

Figura 16. Línea gradiente hidráulica de la aducción a presión.



Fuente: Opciones Tecnológicas para Sistemas de Saneamiento en el Ámbito Rural (2018).

Para el trazado de la línea debe tenerse en cuenta lo siguiente:

- Se debe evitar pendientes mayores del 30% para evitar altas velocidades, e inferiores al 0,50%, para facilitar la ejecución y el mantenimiento.
- Con el trazado se debe buscar el menor recorrido, siempre y cuando esto no conlleve excavaciones excesivas u otros aspectos.
- Establecer los puntos donde se ubicarán instalaciones, válvulas y accesorios, u otros accesorios especiales que necesiten cuidados, vigilancia y operación. (Opciones Tecnológicas para Sistemas de Saneamiento en el Ámbito Rural, 2018, p. 124.)

2.2.7.1. Consideraciones básicas para el diseño

a. Caudal de diseño

La Línea de Aducción tendrá capacidad para conducir como mínimo, el caudal máximo horario (Q_{mh}).

b. Carga estática y dinámica

La carga estática máxima aceptable será de 50 m y la carga dinámica mínima será de 1 m.

c. Diámetros

El diámetro se diseñará para velocidades mínima de 0,6 m/s y máxima de 3,0 m/s. El diámetro mínimo de la línea de aducción es de 25 mm (1") para el caso de sistemas rurales.

d. Dimensionamiento

Para el dimensionamiento de la tubería, se tendrán en cuenta las siguientes condiciones:

- **La línea gradiente hidráulica (L.G.H.).**

La línea gradiente hidráulica estará siempre por encima del terreno. En los puntos críticos se podrá cambiar el diámetro para mejorar la pendiente.

- **Pérdida de carga unitaria (hf).**

Para el propósito de diseño se consideran:

Ecuaciones de Hazen y Williams para diámetros mayores a 2", y Ecuaciones de Fair Whipple para diámetros menores a 2".

Salvo casos excepcionales que deberán ser justificados, la velocidad de circulación del agua establecida para los caudales de diseño deberá cumplir lo siguiente:

- La velocidad mínima no será menor de 0,60 m/s.
- La velocidad máxima admisible será de 3 m/s, pudiendo alcanzar los 5 m/s si se justifica razonadamente.

- **Presión.**

La presión representa la cantidad de energía gravitacional contenida en el agua.

2.2.8. Redes de distribución

Es el conjunto de tuberías y accesorios que permite distribuir el agua potable desde el tanque de almacenamiento hasta los usuarios. La red debe garantizar el suministro del líquido en cantidad, calidad y presión adecuada durante todo el periodo de diseño.

Las redes principales o matrices, es el conjunto de tuberías de diámetros mayores que distribuyen el agua hasta las redes secundarias con presiones mínimas de 10 m y máximas de 50 m.

Las redes de distribución secundaria y terciaria son el conjunto de tuberías destinadas al suministro en ruta del agua potable a las viviendas. (F. Aguirre M., 2015, p.113)

2.2.8.1. Tipos de redes

Existen tres tipos de redes de distribución de agua potable:

a. Sistema abierto o ramificado.

Las redes ramificadas o abiertas están constituidas por tuberías con forma ramificada a partir de una tubería principal, se utilizan para poblaciones dispersas y semidispersas en las que por las características de la localidad no es posible colocar redes malladas. (F. Aguirre M., 2015, p. 113)

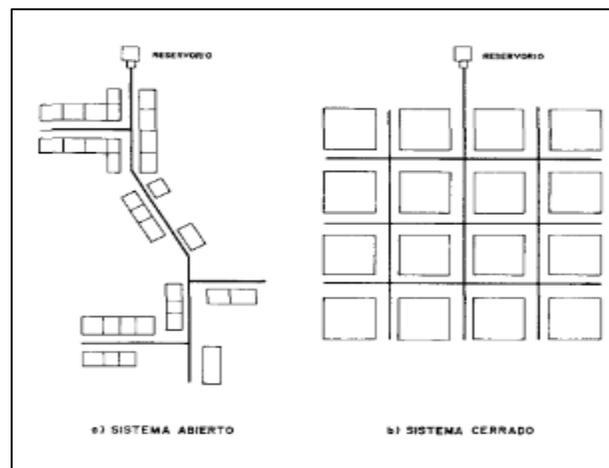
Son redes de distribución que están constituidas por un ramal matriz y una serie de ramificaciones. Es utilizado cuando la topografía dificulta o no permite la interconexión entre ramales y cuando las poblaciones tienen un desarrollo lineal, generalmente a lo largo de un río o camino. (Roger Agüero P., 1997, p.94)

b. Sistema cerrado.

Consiste de un sistema de conductos principales que rodean a un grupo manzanas de las cuales parten tuberías de menor diámetro, unidas en sus extremos al eje. Este sistema es apropiado para ciudades de mediano y gran tamaño, tiene la ventaja que como cada tubería es alimentada en sus dos extremos, se disminuye el recorrido por lo tanto disminuye la pérdida de carga. (Vierendel, 1990, p.91)

Son aquellas redes constituidas por tuberías interconectadas formando mallas. Este tipo de red es el más conveniente y tratara de lograrse mediante la interconexión de tuberías, a fin de crear un circuito cerrado que permita un servicio más eficiente y permanente. (Roger Agüero P., 1997, p.97)

Figura 17. Tipos de redes de distribución.



Fuente: Agua potable para poblaciones rurales (1997)

c. Sistema mixto.

Es una combinación de redes malladas y ramificadas, son aplicables en poblaciones concentradas y que tienen un crecimiento a lo largo de vías de acceso. (F. Aguirre M., 2015, p. 115).

2.2.8.2. Consideraciones básicas de diseño.

Según (Roger Agüero P., 1997, p.93) se debe tener en cuenta las siguientes consideraciones:

- **Caudal de diseño y presiones de servicios.**

El caudal para el dimensionamiento de la red será el máximo horario (Q_{mh}) al final del periodo, y las presiones según las Normas Generales del Ministerio de Salud, recomiendan que la presión mínima de servicio en cualquier parte de la red no sea menor de 5 m. y que la presión estática no exceda de 50 m.

- **Velocidades de diseño.**

Se recomiendan valores de velocidad mínima de 0.6 m/s y máxima de 3.0 m/s. Si se tiene velocidades menores que la mínima, se presentaran fenómenos de sedimentación; y con velocidades muy altas, se producirá el deterioro de los accesorios y tuberías.

- **Diámetro de tubería.**

En las Normas del Ministerio de Salud se establece que el diámetro mínimo a utilizarse en la red, será aquel que satisfaga las condiciones hidráulicas que garanticen las presiones mínimas de servicio 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 las 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.

- **Diseño hidráulico.**

Para el cálculo hidráulico, las Normas del Ministerio de Salud recomiendan el empleo de las ecuaciones de Hazen-Williams y Fair-Whipple.

Antes de iniciar el dimensionamiento de la red es necesario determinar los caudales en cada nudo de la red, mediante una distribución del se han desarrollado varias metodologías, las que analizaran a continuación:

- ❖ **Método de seccionamiento.**

Este método está basado en el corte de la red proyectada en varios puntos determinados, de tal manera que el flujo de agua sea en un solo sentido y proveniente de un ramal principal. Consiste en formar anillos o circuitos, los cuales se numeran por tramos; en cada circuito se efectúa un corte o seccionamiento y se calculan los gastos por cada tramo de la red abierta

Las redes se calculan para una capacidad de distribución igual al consumo máximo horario, el que puede considerarse uniformemente distribuido a lo largo de toda la tubería, o por áreas según la densidad de población. (Roger Agüero P., 1997, p.97).

- ❖ **Método de Hardy Cros.**

Es un método de tanteos o aproximaciones sucesivas, en el cual se supone una distribución de caudales y se calcula el error en la pérdida de carga de cada circuito.

En cualquier malla de tuberías se deben satisfacer cuatro condiciones: (R. Pittman, 1997, p. 98)

- ✓ La suma algebraica de las pérdidas de carga alrededor de un circuito debe ser cero.
- ✓ La cantidad de flujo que entra en un nudo debe ser igual a la cantidad de flujo que sale de ese nudo.
- ✓ El caudal que ingresa a la red debe ser igual al caudal que sale de ella.
- ✓ Los caudales asignados deben ocasionar velocidades adecuadas a la especificación reglamentaria.

❖ **Método de las áreas.**

Consiste en la determinación del caudal en cada nudo considerando su área de influencia. Este método es recomendable en localidades con densidad poblacional uniforme en toda la extensión del proyecto. (F. Aguirre M., 2015, p.117).

❖ **Método de las densidades.**

Este método considera la densidad poblacional, dividiendo la población de diseño para el área total del proyecto. Para la aplicación de este método se deberá definir la población en cada sector que será servido por la red. (F. Aguirre M., 2015, p.118)

❖ **Método de la Longitud Unitaria**

En este método se calcula el caudal unitario, dividiendo el caudal máximo horario para la longitud total de la red.

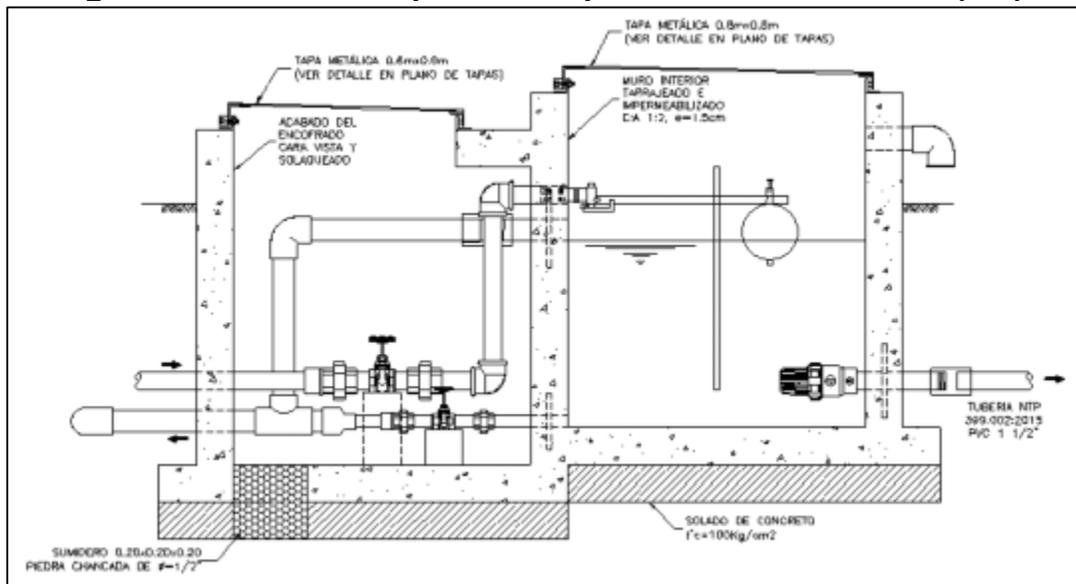
Para obtener el caudal en cada tramo, se debe multiplicar el caudal unitario por la longitud del tramo correspondiente. (F. Aguirre M., 2015, p. 119)

2.2.8.3. Cámara rompe presión (T-7)

Es una estructura de concreto armado, que se construye en la red de distribución en caso exista un fuerte desnivel entre el reservorio y algunos sectores o puntos de la red, también sirve para disipar la energía del agua y permitir que se obture el servicio aguas abajo cuando no haya uso del servicio mediante una válvula de cierre o flotadora.

La cámara rompe presión (CRP-T7) para redes, son proyectadas de acuerdo a las condiciones topográficas del terreno, a fin de reducir las presiones en las tuberías para que no superen los 50 m.c.a. En el caso inverso, las CRP para redes se usan para aumentar la presión del agua dentro de la tubería cuando ésta no es consumida, accionándose el cierre de la boya y permitiendo de esta manera, abastecer de agua a las viviendas de las partes altas. Deben estar ubicadas en lugares estratégicos dentro de la línea de distribución para que le permita cumplir con su objetivo. (Opciones Tecnológicas para Sistemas de Saneamiento en el Ámbito Rural, 2018, p 130.)

Figura 18. Cámara Rompe Presión para red de distribución (T-7).

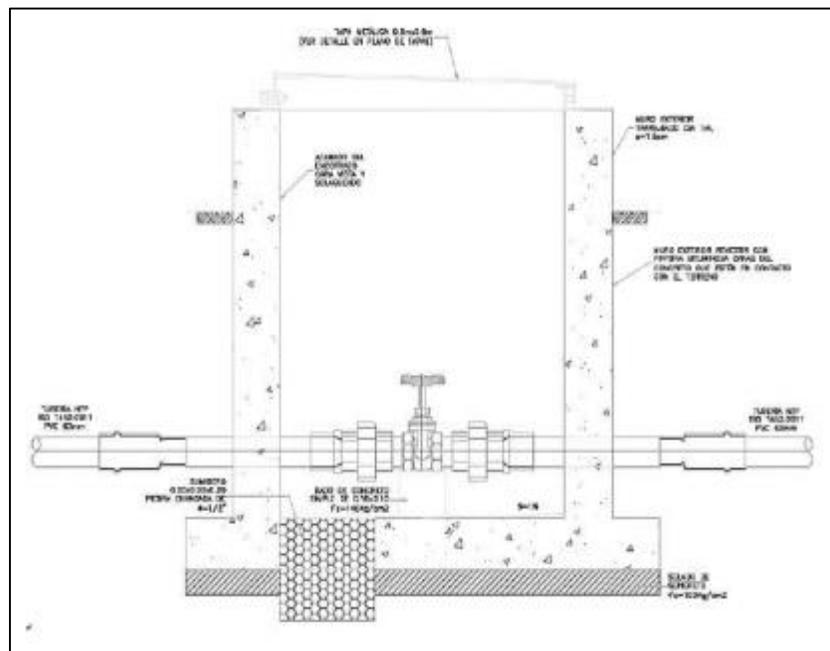


Fuente: Opciones Tecnológicas para Sistemas de Saneamiento en el Ámbito Rural (2018)

2.2.8.4. Válvula de control

Son dispositivos hidromecánicos previstos para permitir o impedir, a voluntad, el flujo de agua en una tubería. Se construirán cajas de válvulas de control con sus respectivos accesorios, con el fin de tener una correcta operación y mantenimiento del sistema así como de regular el caudal en diferentes sectores de la red de distribución, según el planteamiento de trazado del proyectista en función a la topografía. (Opciones Tecnológicas para Sistemas de Saneamiento en el Ámbito Rural, 2018, p 132.)

Figura 19. Cámara de válvula de control para red de distribución.



Fuente: Opciones Tecnológicas para Sistemas de Saneamiento en el Ámbito Rural (2018).

2.3. MARCO TEÓRICO – SISTEMA DE ALCANTARILLADO SANITARIO.

2.3.1. Conceptos fundamentales de un sistema de alcantarillado.

Vierendel (1990), según su libro titulado “**Abastecimiento de agua y alcantarillado**”, define; un sistema de alcantarillado está formado por una serie de conductos subterráneos cuyo objeto es eliminar por transporte hidráulico las sustancias inconvenientes que pueden ser acarreados o conducidos por el agua.

Ricardo A. López C. (1995), según su libro titulado “**Elementos de diseño para acueductos y alcantarillado**”, define; Un sistema de alcantarillado consiste en una serie de tuberías y obras complementarias, necesarias para recibir y evacuar las aguas residuales de la población y la escorrentía superficial producida por la lluvia.

Duradren, según su manual técnico titulado “**Saneamiento ecológico línea alcantarillado**”, define como la red de alcantarillas, generalmente tuberías enterradas, a través de las cuales se deben evacuar en forma rápida y segura las aguas residuales y pluviales conduciéndolas a cauces o plantas de tratamiento establecidas.

UNATSABAR (2005), según su manual “**Guías para el diseño de tecnologías de alcantarillado**” define un sistema de alcantarillado como; Conducto de servicio público cerrado, destinado a recolectar y transportar aguas residuales que fluyen por gravedad libremente bajo condiciones normales.

2.3.1.1. Tipos de aguas residuales

Según Ricardo A. López C. (1995), las aguas residuales pueden tener varios orígenes:

a. Aguas residuales domésticas.

Son aquellas provenientes de inodoros, lavaderos, cocinas y otros elementos domésticos. Estas aguas están compuestas por sólidos suspendidos (generalmente materia orgánica biodegradable), sólidos sedimentables (principalmente materia inorgánica), nutrientes (nitrógeno y fósforo) y organismos patógenos. (Ricardo A. López C., 1995, p.265).

b. Aguas residuales industriales.

Se originan de los desechos de procesos industriales o manufactureros y, debido a su naturaleza, pueden contener, además de los componentes citados anteriormente respecto a las aguas domésticas, elementos tóxicos tales como plomo, mercurio, níquel, cobre y otros, que requieren ser removidos en vez de ser vertidos al sistema de alcantarillado. (Ricardo A. López C., 1995, p.265).

c. Aguas de lluvias.

Proviene de la precipitación pluvial y, debido a su efecto de lavado sobre tejados, calles y suelos, pueden contener una gran cantidad de sólidos suspendidos; en zonas de alta contaminación atmosférica, pueden contener algunos metales pesados y otros elementos químicos. (Ricardo A. López C., 1995, p.265).

2.3.2. Tipos de alcantarillado.

Según Ricardo López C. (1995). Los sistemas de alcantarillado se clasifican según el tipo de agua que conduzcan, así:

- ✓ Alcantarillado Sanitario
- ✓ Alcantarillad Pluvial
- ✓ Alcantarillado Combinando.

2.3.2.1. Alcantarillado sanitario.

Es el sistema de recolección diseñado para llevar exclusivamente aguas residuales domésticas e industriales.

2.3.2.2. Alcantarillad Pluvial.

Es el sistema de evacuación de la esorrentía superficial producida por la lluvia.

2.3.2.3. Alcantarillado Combinando.

Es un alcantarillado que conduce simultáneamente las aguas residuales (domésticas e industriales) y las aguas lluvias.

El tipo de alcantarillado que se ha de usar depende de las características de tamaño, topografía y condiciones económicas del proyecto. Por lo que en algunas localidades pequeñas, con determinadas condiciones topográficas, se podría pensar en un sistema de alcantarillado sanitario inicial, dejando las aguas lluvias correr por las calzadas de las calles. La anterior condición permite aplazar la construcción del sistema de alcantarillado pluvial hasta que el problema de las aguas lluvias sea de alguna consideración. (Ricardo López C., 1995, p.266).

2.3.3. Opciones tecnológicas en saneamiento.

Las opciones tecnológicas en saneamiento están divididas en dos grupos y tienen correspondencia con los niveles de servicio:

- ✓ Soluciones con recolección por red de tuberías.
- ✓ Soluciones sin red de recolección (disposición in situ).

Tabla 2.Opciones tecnológicas en saneamiento.

OPCIÓN TECNOLÓGICA		NIVEL DE SERVICIO	
CON SISTEMA DE RECOLECCIÓN	Alcantarillado convencional	Multifamiliar	Disposición de excretas y de aguas residuales
	Alcantarillado condominial		
	Alcantarillado de pequeño diámetro		
SIN SISTEMA DE RECOLECCIÓN	Unidad sanitaria y pozo séptico	Unifamiliar	Disposición de excretas
	Baños ecológicos con biodigestor		
	Letrina de hoyo seco ventilado	Unifamiliar	
	Letrina de pozo anegado		
	Letrina de cierre hidráulico		
	Letrina compostera		

Fuente: Orientaciones sobre agua y saneamiento para zonas rurales (2008).

Las soluciones sin red de recolección, en su mayoría, se limitan a resolver el problema de la disposición de excretas, mientras la recolección con red de tuberías permite además dar una solución a las aguas residuales generadas en todas las actividades domésticas.

La selección de una u otra opción tecnológica debe considerar los siguientes factores:

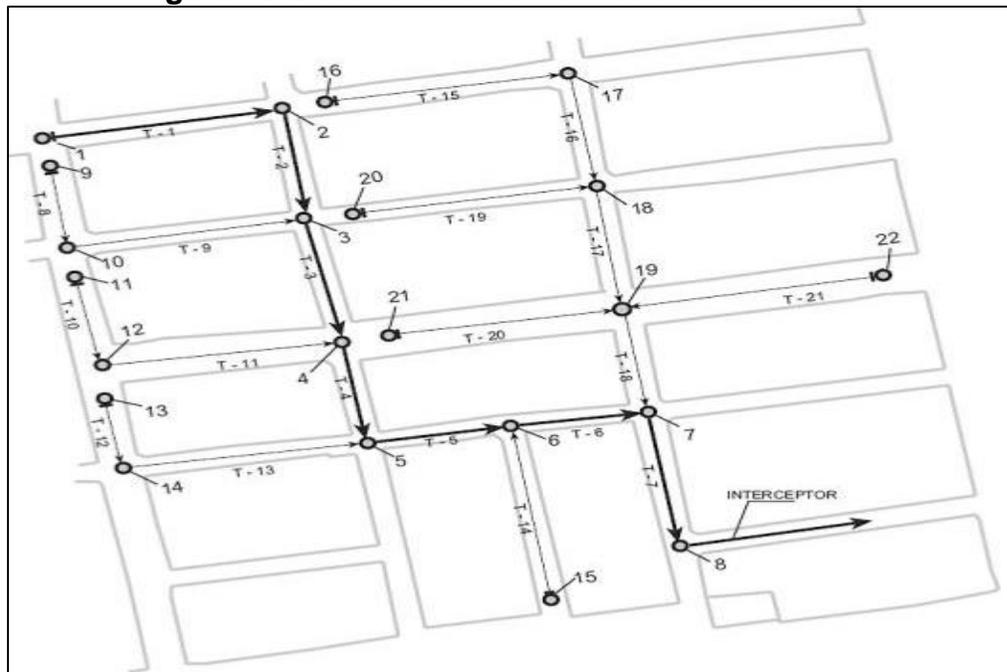
- ✓ Tamaño de la comunidad.
- ✓ Dispersión de las viviendas.
- ✓ Disponibilidad de agua.
- ✓ Recursos disponibles.
- ✓ Capacidad de los beneficiarios para la operación y mantenimiento.

2.3.3.1. Sistemas con recolección en tuberías.

a. Alcantarillado convencional.

Los sistemas convencionales de alcantarillado son el método más popular para la recolección y conducción de las aguas residuales. Está constituido por redes colectoras que son construidas, generalmente, en la parte central de calles y avenidas e instaladas en pendiente, permitiendo que se establezca un flujo por gravedad desde las viviendas hasta la planta de tratamiento.

Figura 20. Sistema de alcantarillado convencional.



Fuente: Guías para el diseño de tecnologías de alcantarillado (2005).

b. Alcantarillado simplificado (RAS).

Las redes de alcantarillado simplificado (RAS) están formadas por un conjunto de tuberías y accesorios que tienen la finalidad de coleccionar y transportar los desagües, bajo condiciones técnicas y sanitarias adecuadas, y a un costo accesible a las poblaciones de bajos ingresos, que normalmente son las beneficiarias del sistema. (OPS/CEPIS/05.169 UNATSABAR, p.8).

c. Alcantarillado de pequeño diámetro.

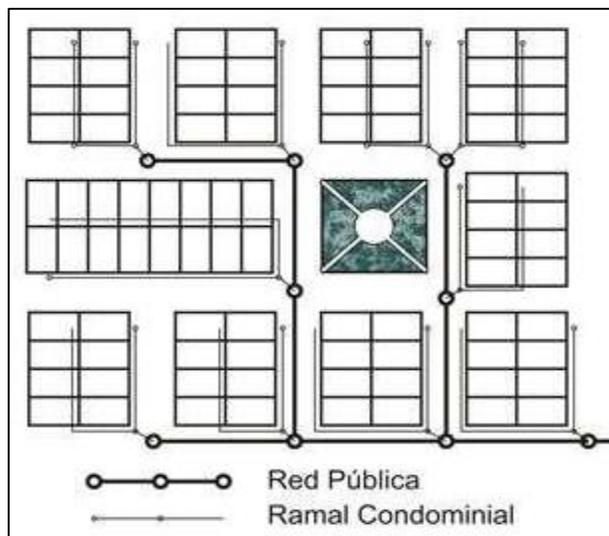
Los sistemas de alcantarillados de pequeño diámetro, están diseñados a fin de que los colectores sólo reciban la porción líquida de las aguas residuales domésticas para su disposición y tratamiento. (OPS/CEPIS/05.169 UNATSABAR, p.10).

d. Alcantarillado condominial.

El sistema condominial divide la red de alcantarillado en dos componentes: el ramal condominial y las redes públicas. El ramal condominial atiende a un condominio (una manzana o un grupo de viviendas), y consiste en una red de menor diámetro (usualmente 100 mm) asentada en zonas protegidas alrededor de la manzana (veredas o jardines) o al interior de los lotes.

Los ramales condominiales se conectan a la red pública en un solo punto, quedando definido de esa manera el condominio como una unidad de atención al usuario. La red pública conduce los desagües hasta el sistema de tratamiento de desagües previo a su disposición final. (OPS/CEPIS/05.169 UNATSABAR, p.13).

Figura 21. Sistema de alcantarillado condominial.



Fuente: Guías para el diseño de tecnologías de Alcantarillado (2005).

2.3.3.2. Sistemas sin red de tuberías de recolección.

a. Unidades sanitarias y pozos sépticos.

Un sistema muy común para tratar aguas residuales, tanto en zonas rurales, como urbanas (cada vez menos) es la fosa séptica o pozo séptico, a veces unido con un sistema de filtración añadido. Pueden ser construidos para recibir los desagües de una o más viviendas. (Teresa C. Lampoglia, Roger Agüero P. y Carlos Barrios N., (2008), p.45).

b. Baños ecológicos con biodigestor.

Este sistema considera la construcción de un módulo sanitario, con un biodigestor y zanja de infiltración para el tratamiento de las aguas residuales producidas. (Teresa C. Lampoglia, Roger Agüero P. y Carlos Barrios N., (2008), p.46).

c. Letrinas de hoyo seco ventilado.

Consiste en un hoyo excavado para la acumulación de las heces, cubierto con una losa sanitaria. Todo el conjunto está protegido por una caseta. La función de la losa es aislar el pozo y también soportar la caseta, el tubo de ventilación y el usuario. (Teresa C. Lampoglia, Roger Agüero P. y Carlos Barrios N., (2008), p.47).

d. Letrinas de pozo anegado.

En estas unidades, las excretas son conducidas por un ducto de defecación directamente a un tanque lleno de agua, donde se procesa la digestión húmeda. (Teresa C. Lampoglia, Roger Agüero P. y Carlos Barrios N., (2008), p.48).

2.3.4. Partes de un sistema de alcantarillado sanitario.

El sistema puede ser estructurado de la siguiente forma:

2.3.4.1. Red de alcantarillado.

Está formado principalmente por un sistema de conductos enterrados; generalmente tuberías, ubicados a lo largo de las calles y en el eje de las mismas o en ambas márgenes; según sea el caso o lo amerite la situación, que recolectan las aguas residuales.

Según Ricardo López C. (1995), la red está compuesta por tuberías que por su ubicación en el sistema pueden ser:

a. Sub-Alternas.

Son las primeras tuberías que recolectan las aguas residuales de origen domiciliario, industrial, comercial, etc.

b. Laterales.

Son aquellas que reciben la descarga que han colectado las tuberías sub-alternas.

c. Principales o Troncales.

Son aquellas tuberías usualmente de mayor diámetro que reciben las descargas que han colectado de las tuberías laterales y/o tuberías sub-alternas; drenando así una determinada zona.

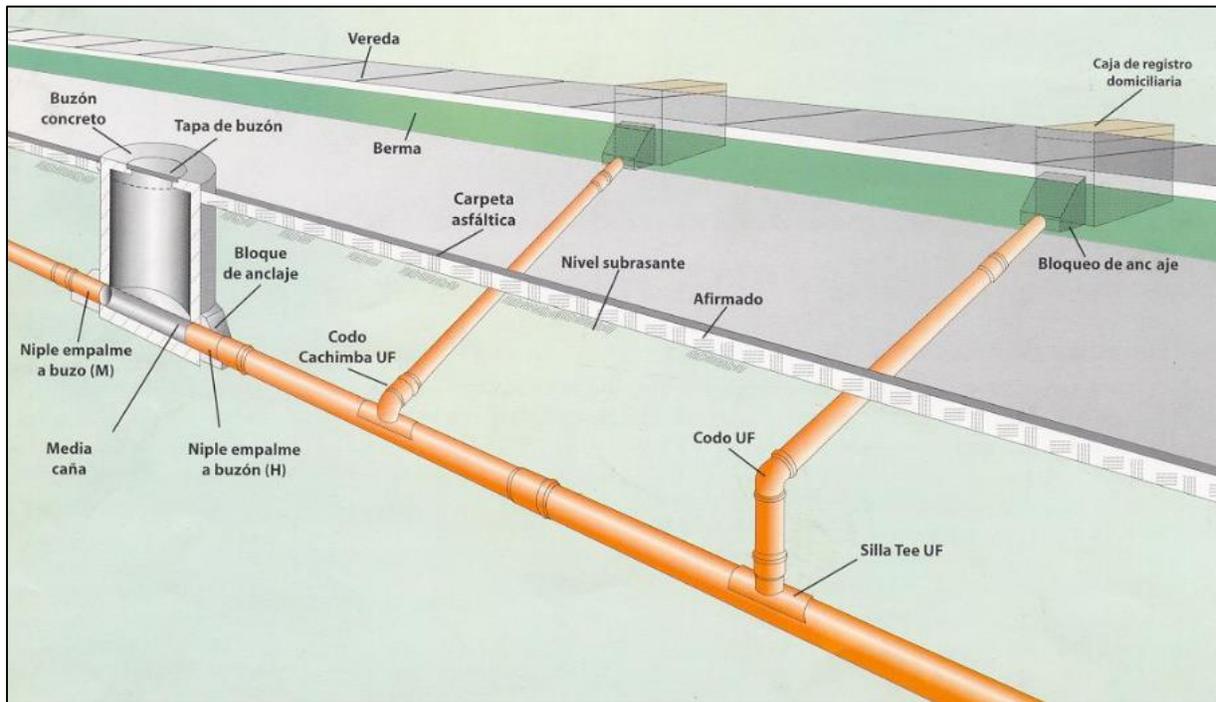
d. Interceptores.

Son las tuberías que interceptan las tuberías principales o troncales.

e. Emisores.

Son las tuberías que conducen el volumen total del desagüe a su destino final.

Figura 22. Esquema de una conexión domiciliar a un alcantarillado subalterno.



Fuente: Elementos de diseño para acueductos y alcantarillados (1995).

2.3.4.2. Planta de tratamiento.

En éstos ambientes se tratan las aguas residuales mediante una combinación de operaciones físicas y de procesos biológicos y químicos que remueven el material suspendido, coloidal o disuelto dichas aguas.

2.3.4.3. Cuerpo receptor.

Es la parte del sistema que recibe las descargas residuales, generalmente es una planta de tratamiento de aguas servidas en primera instancia y posteriormente puede ser conducida a un depósito natural tal como el mar, río, lago o un terreno. En este último caso con propósitos agrícolas y eventualmente de recarga.

2.3.4.4. Cámaras de inspección (buzón).

Las cámaras de inspección son estructuras cilíndricas cuya unión a la superficie se hace en forma tronco-cónica, y facilitan la limpieza y mantenimiento de las redes y evitar que se obstruyan debido a una acumulación excesiva de sedimentos. (Ricardo A. López C., 1995, p.271).

2.3.5. Especificaciones de diseño de un sistema de alcantarillado sanitario.

2.3.5.1. Caudal de diseño.

Según Ricardo López C. (1995), Corresponde a la suma de caudal máximo horario (aporte doméstico, industrial, comercial e institucional), caudal de infiltración y caudal de conexiones erradas. El caudal de aguas residuales de una población está compuesto por los siguientes aportes:

- ✓ Aguas residuales domésticas.
- ✓ Aguas residuales industriales, comerciales e institucionales.
- ✓ Aguas de infiltración.
- ✓ Conexiones erradas.

a. Caudal de aguas residuales domésticas.

El punto de partida para la cuantificación de este aporte es el caudal medio diario, el cual se define como la contribución durante un período de 24 horas, obtenida como el promedio durante un año. Cuando no se dispone de datos de aportes de aguas residuales, lo cual es usual en la mayoría de los casos, se debe cuantificar este aporte con base en el consumo de agua potable obtenido del diseño del acueducto. (Ricardo A. López C., 1995, p.293).

- **Coeficiente de retorno (C).**

Este coeficiente tiene en cuenta el hecho de que no toda el agua consumida dentro del domicilio es devuelta al alcantarillado, por razón de sus múltiples usos como riego, lavado de pisos, cocina y otros. Se puede establecer, entonces, que sólo un porcentaje del total de agua consumida es devuelta al alcantarillado. Este porcentaje es el llamado "coeficiente de retorno", el que estadísticamente fluctúa entre 65% y 85%. (Ricardo A. López C., 1995, p.294).

- **Consumo de agua potable.**

Los estimados de los flujos de aguas residuales provenientes de las viviendas se basan comúnmente en el consumo de agua de la familia. Por esto, para diseñar el sistema de alcantarillado, habrá que definir la dotación de agua potable por habitante. La dotación, a su vez, dependerá del clima, el tamaño de la población, características económicas, culturales, información sobre el consumo medido en la zona, etc. (OPS/CEPIS/05.169 UNATSABAR, p.18).

- **Densidad de la población.**

La densidad de población se define como el número de personas que habitan en una extensión de una hectárea. Un estudio de densidad de población debe reflejar su distribución de manera zonificada, la densidad actual y la máxima densidad esperada, valor este último con el cual se debe hacer la determinación del caudal.

La densidad varía el estrato socio-económico y según el tamaño de la población. (Ricardo A. López C., 1995, p.294).

b. Caudal de Infiltración (Q_i).

Este aporte adicional se estima con base en las características de permeabilidad del suelo en el que se ha de construir el alcantarillado sanitario.

Este aporte puede expresarse por metro de tubería o por su equivalente en hectáreas de área drenada. (Ricardo A. López C., 1995, p.296).

El caudal de infiltración incluye el agua del subsuelo que penetra las redes de alcantarillado, a través de las paredes de tuberías defectuosas, uniones de tuberías, conexiones, y las estructuras de los pozos de visita, cajas de paso, terminales de limpieza, etc. (OPS/CEPIS/05.169 UNATSABAR, p.20).

c. Caudal por conexiones erradas (Q_e).

Este aporte proviene principalmente de las conexiones que equivocadamente se hacen de las aguas lluvias domiciliarias y de conexiones clandestinas. (Ricardo A. López C., 1995, p.296).

Se deben considerar los caudales provenientes de malas conexiones o conexiones erradas, así como las conexiones clandestinas de patios domiciliarios que incorporan al sistema aguas pluviales. El caudal por conexiones erradas puede ser del 5% al 10% del caudal máximo horario de aguas residuales. (OPS/CEPIS/05.169 UNATSABAR, p.21).

d. Caudal industrial.

Este aporte de aguas residuales debe ser evaluado por cada caso en particular, ya que varía de acuerdo con el tipo y el tamaño de la industria. Para pequeñas industrias puede tomarse un aporte medio; de 1.5 L/s. Ha. (Ricardo A. López C., 1995, p.295).

e. Caudal comercial.

Para sectores netamente comerciales se adopta un aporte medio diario de 2.0 L/s. ha., pero es necesario ponderar este valor en las zonas mixtas, comerciales y residenciales. (Ricardo A. López C., 1995, p.295).

f. Caudal institucional.

El aporte institucional varía de acuerdo con el tipo y el tamaño de la institución, por lo que debe considerarse cada caso en particular. Sin embargo, para instituciones pequeñas localizadas en zonas residenciales, puede tomarse un aporte medio diario de 0.8 L/s ha. (Ricardo A. López C., 1995, p.295).

g. Caudal medio diario de aguas residuales.

El aporte medio diario al alcantarillado sanitario resulta de sumar los aportes domésticos con los industriales, comerciales e institucionales a que haya lugar. (Ricardo A. López C., 1995, p.295).

h. Caudal máximo horario de aguas residuales.

El caudal de diseño de la red de colectores debe corresponder al caudal máximo horario. Este caudal se determina a partir de factores de mayoración del caudal medio diario obtenido anteriormente, los cuales se seleccionan de acuerdo con las características propias de la población.

Para poblaciones pequeñas pueden emplearse los factores de Babbitt o de Harmon. También se puede plantear el caudal máximo horario en función de la población expresada en miles de habitantes. (Ricardo A. López C., 1995, p.295).

2.3.5.2. Velocidad.

Según Ricardo López C. (1995), los alcantarillados sanitarios que transportan aguas residuales domésticas deben tener una velocidad mínima de 0.6 m/s a tubo lleno. Cuando las aguas residuales sean típicamente industriales, se debe aumentar la velocidad mínima para evitar la formación de sulfuros y la consiguiente corrosión de la tubería, y cualquiera que sea el material de la tubería, la velocidad máxima no debe sobrepasar el límite de 5.0 m/s, para evitar la abrasión de la tubería.

Según George Waring Jr. (1880), diseñó el primer sistema separativo de Estados Unidos, considerando una velocidad mínima de 0,60 m/s para los caudales máximos. Waring, argumentó que si esa velocidad se alcanzaba por lo menos una vez al día, el sistema podría funcionar sin problemas.

Según Macedo (1962), en base a la experiencia Brasileña, comentaba que “obedeciendo el límite mínimo de velocidad de 0,15 m/s en las horas de mínimo consumo, la auto limpieza estará garantizada si durante la ocurrencia del caudal máximo, ocurre por lo menos una velocidad de 0,6 m/s, simultáneamente con el tirante mojado mínimo necesario. En estas condiciones se removerán los sedimentos dejados por los caudales mínimos”.

Según Metcalf y Eddy (1995), la velocidad en la zona próxima a la solera de la alcantarilla tiene gran influencia sobre la velocidad global de circulación y que una velocidad media de 0,3 m/s es suficiente para evitar depósitos importantes de sólidos.

Resultados similares se obtuvieron en Brasil, donde a principios de los años `80 se construyeron redes de alcantarillado,

considerando una velocidad de 0,3 m/s, sin haberse comprobado que hubo perjuicios en el funcionamiento de la red.

Según Azevedo-Netto (1992), no es la mejor opción considerar la velocidad del flujo en la sección total o en la mitad de la sección, porque estas velocidades se producen en situaciones específicas que no corresponden a casos prácticos. Es más exacto controlar las velocidades que corresponden a los flujos estimados. Para la velocidad mínima se deberá considerar el caudal máximo en la etapa inicial del proyecto y la velocidad máxima se calcula para el flujo máximo al final del periodo de diseño.

La velocidad mínima no debe ser menor de 0,45 ó 0,50 m/s. Es mejor aceptar un valor inferior para el flujo "real", que fijar un valor mayor para un flujo hipotético (sección llena o semillena).

2.3.5.3. Diámetro mínimo.

El diámetro mínimo para la red de colectores debe ser de 8 pulgadas (200 mm), El diámetro, mínimo para las conexiones domiciliarias es de 6 pulgadas (150 mm), aunque éste puede ser reducido a 4" en casos en que la conexión domiciliaria se realice con tubería PVC. (Ricardo A. López C., 1995, p.298).

2.3.5.4. Diámetro de diseño.

Para la selección del diámetro se acostumbra utilizarla ecuación de Manning. Se debe asegurar un borde libre que permita la adecuada ventilación de la tubería, por razón de la alta peligrosidad de los gases que en ella se forman.

El diámetro se selecciona tomando como máximo la relación entre caudal de diseño y caudal a tubo lleno (Q/Q_0). (Ricardo A. López C., 1995, p.298).

2.4. Marco conceptual

- **Captación.** Es la estructura que permite derivar el caudal requerido, desde la fuente de abastecimiento hacia el sistema de agua potable. (Fredy Aguirre Morales, 2015, p.16).
- **Fuente de Abastecimiento.** Las fuentes de abastecimiento de agua constituyen un elemento fundamental en un sistema de agua potable pues proveen del recurso hídrico, pueden ser superficiales como en el caso de ríos, lagos o embalses o de aguas subterráneas vertientes o pozos profundos. (Fredy Aguirre Morales, 2015, p.16).
- **Agua potable.** El agua potable es el agua de superficie tratada y el agua no tratada pero sin contaminación que proviene de manantiales naturales, pozos y otras fuentes. (Pedro Rodríguez R., 2001, p.2).
- **Línea de conducción.** Se llama al conjunto integrado por tuberías, estaciones de bombeo y accesorios cuyo objetivo es transportar el agua, procedente de la fuente de abastecimiento, a partir de la obra de captación, hasta el sitio donde se localiza el tanque de regularización, planta potabilizadora o directamente a la red de distribución. (Pedro Rodríguez R., 2001, p.118).
- **Sistema de alcantarillado:** Conducto de servicio público cerrado, destinado a recolectar y transportar aguas residuales que fluyen por gravedad libremente bajo condiciones normales. (OPS/CEPIS/05.169 UNATSABAR, p.4)
- **Aguas residuales:** Desecho líquido constituido por aguas domésticas e industriales y aguas de infiltración. (OPS/CEPIS/05.169 UNATSABAR, p.4).

- **La modelación de los sistemas hidráulicos**, Es una herramienta de diseño, revisión y toma de decisiones. Es actualmente una técnica indispensable dentro de las prácticas modernas de la ingeniería civil, que nos permite desarrollar trabajos que se van a realizar investigaciones. También son utilizados para darnos a conocer y comprender el comportamiento del agua en la Naturaleza y su interacción con las estructuras que se encuentra en la investigación mediante los modelos matemáticos y los modelos físicos. Ambos se complementan. (Juan C. García S.- Bernard Chocat, 1997, p.51).
- **Software WaterGEMS**, Es una herramienta para Modelación Hidráulica de Sistemas o Redes a Presión, como son el análisis en periodo estático, Periodo Extendido (EPS), Análisis de Flujo de Incendio, Análisis de Calidad y Análisis de Costos de Energía. (Bentley Systems, 2009).
- **Software SewerGEMS**, Es por su parte un modelo completamente dinámico y de flujo no permanente (Resolución completa de las ecuaciones de St Venant) para el análisis de Sistemas de Drenaje Urbano que bien podrán ser Sanitarios, Pluviales y/o Combinados. Al igual que SewerCad, SewerGEMS es un modelo multiplataforma con soporte a plataformas Stand Alone, AutoCAD, MicroStation y ArcGIS. (Bentley Systems, 2009).

2.5. Hipótesis

Si consideramos los parámetros y criterios técnicos de diseño según la Norma Técnica: **Opciones Tecnológicas para Sistemas de Saneamiento en el Ámbito Rural, OS.070 y OS.090**, entonces obtendremos un planteamiento apropiado a la necesidad del proyecto; “Diseño de un sistema de Agua Potable y Alcantarillado Sanitario para el caserío el Progreso, aplicando fórmulas matemáticas y el uso del software WaterGEMS y SewerGEMS.

2.6. Variables e Indicadores (cuadro de Operacionalización de variables).

2.6.1. Operacionalización de variables

Tabla 3. Operacionalización de la variable independiente.

VARIABLE	DEFINICIÓN CONCEPTUAL	INDICADOR	UNIDAD	INSTRUMENTOS
Parámetros y criterio técnico de diseño.	Mecanismo que está bajo una normativa que establece para tomar una determinación.	Densidad y Población	Habitantes	Datos estadísticos y Censos por el INEI
		Estudio Hídrico de la fuente	Lt. /seg.	Recipiente Volumétrico y Holómetro
		Estudio Topográfico	Coordenadas y Elevación	Estación Total y GPS

Fuente: Elaborado por los autores. (2019).

Tabla 4. Operacionalización de la variable dependiente.

VARIABLE	DEFINICIÓN CONCEPTUAL	INDICADOR	UNIDAD	INSTRUMENTOS
Sistema de Abastecimiento de agua Potable.	Es el conjunto de instalaciones y equipos utilizados para abastecer de agua a una población en forma continua, en cantidad suficiente y con la calidad y la presión necesarias para garantizar un servicio adecuado a la población.	Dotación	Lt/día/hab.	R.N.E.
		Caudales	Lt/seg.	R.N.E.
		Velocidad	m/s.	R.N.E.
		Presiones	m.c.a.	R.N.E.
Sistema de alcantarillado sanitario.	Es la red generalmente de tuberías, a través de la cual se deben evacuar en forma rápida y segura las aguas residuales hacia una planta de tratamiento.	Diámetros	Pulg.	R.N.E.
		Tensión tractiva	Pascal.	R.N.E.
		Modelo Hidráulico	-	Software WaterGEMS/ SewerGEMS

Fuente: Elaborado por los autores. (2019).

III. METODOLOGÍA EMPLEADA

3.1. Tipo y nivel de investigación

3.1.1. Tipo de investigación

El tipo de investigación para el proyecto vendría hacer una investigación cuantitativa, porque está diseñada para recopilar datos concretos, para brindar un respaldo necesario y llegar a conclusiones generales de la investigación.

3.1.2. Nivel de investigación

Con respecto al nivel de investigación es: Descriptiva; porque las variables están correlacionadas entre sí, en donde la variable independiente influenciara a la variable dependiente y los resultados de este se dará en función de cuanto estén estudiados.

3.2. Población y muestra de estudio

3.2.1. Población

La población está constituida por todo el Sistema de Agua Potable del caserío el Progreso, distrito de Cajaruro, provincia de Utcubamba, departamento de Amazonas, conformado por los componentes del sistema de agua potable; Captación de agua subterránea (vertiente de ladera), una línea de conducción de 2000 m. aproximadamente con un diámetro de 1", un reservorio circular de 15 m³ de capacidad, una línea de aducción y una red de distribución que abastece a 160 viviendas en todo el caserío el Progreso.

3.2.2. Muestra

No se tomó ninguna muestra debido a que el estudio abarca toda la muestra de la población involucrada del sistema de agua potable y alcantarillado sanitario.

3.3. Diseño de Investigación

Se utilizó el diseño de investigación no experimental transeccional o transversal, de tipo descriptivo partiendo del análisis que se realizó para determinar diferentes factores que permitirán elaborar la propuesta de un diseño de un sistema de abastecimiento de agua potable.

El esquema es el siguiente:

M → O

M: La muestra representa todo el Sistema de agua potable, lugar donde se realiza la evaluación del sistema; Caserío el Progreso, distrito de Cajaruro.

O: Se determinó datos obtenidos de la muestra.

3.4. Técnicas e instrumentos de investigación

Las técnicas son los medios y procedimientos disponibles para recolectar, conservar, organizar, analizar y cuantificar los datos del problema que se investiga, es decir, permiten acceder a los hechos y producir conocimiento.

3.4.1. Técnicas

- La observación
- La encuestas
- La entrevistas
- Análisis documentales
- Levantamiento topográfico
- Uso de Software computarizados como; Watergems, AutoCAD, Excel, etc.

3.4.2. Instrumentos

- Cuestionario
- Ficha técnica.
- Protocolos de laboratorio
- Instrumentos topográficos
- Computadora

3.5. Procesamiento y análisis de datos

3.5.1. Procesamiento

El procesamiento de los datos recopilados en campo es mediante las técnicas de observación, encuestas, entrevistas y análisis documental, con sus respectivos instrumentos de medición; cuestionarios de preguntas, la ficha técnica y protocolo de laboratorio. Estas técnicas se aplicaron para la recolección de los datos del campo para el presente proyecto de Investigación que se realizó de la siguiente manera:

- **Reconocimiento de campo**

La primera acción para tener un alcance del proyecto se debe realizar la visita de campo que a través de ella se podrá observar la situación actual del sistema de agua potable, evaluando el estado y funcionamiento de sus componentes. También se hará participar a la población por medio de encuestas, entrevistas y otras actividades.

- **Recopilación de datos**

A través de la recopilación de datos de campo se utilizó cuestionarios, ficha técnica y protocolos, a fin de conocer el número de habitantes, el uso y consumo de agua, muestra de la fuente de abastecimiento, calcatas de los componentes y el levantamiento topográfico, para luego realizar el trabajo de gabinete y obtener resultados y llegar a la conclusión de la investigación.

3.5.2. Análisis de datos

El procesamiento de la información se realizó mediante indicadores y criterios de evaluación de sostenibilidad de los sistemas de agua potable del caserío el Progreso. Se utilizará la técnica de análisis cuantitativo de la información obtenida en campo, cuyo análisis estadístico será descriptiva; una vez culminada el procesamiento de datos, se obtendrán los resultados del sistema; para lo cual se ha creído conveniente utilizar el software Watergems y Microsoft Excel, cuyos resultados se presentarán en tablas y figuras.

IV. DISEÑO DE UN SISTEMA DE AGUA POTABLE.

A continuación, se procedió a plasmar los resultados obtenidos durante el trabajo de campo y de gabinete de todo el sistema de agua potable que se desarrolló.

4.1. Cálculo de los parámetros de diseño.

4.1.1. Cálculo Periodo de diseño.

Para este sistema de abastecimiento de agua potable para el caserío el Progreso se evaluó y determinó la vida útil de las estructuras y equipos, también se consideró la vulnerabilidad de todas las infraestructuras sanitarias basándonos en la Norma Técnica; **Opciones Tecnológicas para Sistemas de Saneamiento en el Ámbito Rural (2018)**.

Tabla 5. Período de diseño de infraestructuras

ESTRUCTURA	PERIODO DE DISEÑO
Fuente de abastecimiento	20 años
Obra de captación	20 años
Pozos	20 años
Planta de tratamientos de agua para consumo humano (PTAP)	20 años
Reservorio	20 años
Líneas de conducción, aducción, impulsión y distribución	20 años
Estación de bombeo	20 años
equipos de bombeo	10 años
Unidad Básica de Saneamiento (arrastre hidráulico, compostera y para zona inundable)	10 años
Unidad Básica de Saneamiento (hoyo seco ventilado)	5 años

Fuente: Opciones Tecnológicas para Sistemas de Saneamiento en el Ámbito Rural (2018).

La norma también nos indica que como año cero del proyecto se consideran la fecha de inicio de la recolección de información e inicio del proyecto, por lo tanto, el periodo de diseño para el sistema de agua potable será de 20 años, eso quiere decir que durante los 20 años el sistema tendrá un funcionamiento adecuado y garantizado para la población del caserío el progreso.

4.1.2. Cálculo de la población de diseño.

Para el cálculo de la población de diseño se aplicó el método aritmético, teniendo en cuenta la ubicación geográfica del proyecto, y según la Norma Técnica de Diseño: Opciones Tecnológicas para Sistemas de Saneamiento en el Ámbito Rural es recomendable. Sin embargo antes es conocer la tasa de crecimiento anual del caserío, para lo cual recurrimos a la siguiente formula:

$$r = \left(n \sqrt{\frac{P_f}{P_i}} \right) - 1$$

Donde:

r: tasa de crecimiento

Pi: población inicial

Pf: población futura

n: periodo de años entre Pi y Pf.

Se sabe que los últimos censos realizados en el país son el del año 1993, 2007 y el del 2017 del cual aún no se saben las estadísticas correspondientes. Entonces se tendrá en cuenta el censo de los años 1993 y 2007, a los cuales les corresponden una población de 286 y 300 correspondiente y la cantidad de años transcurridos entre un censo y el otro es de 14 años.

$$r = \left(14 \sqrt{\frac{300}{286}} \right) - 1$$

$$r = 0.34\%$$

Tabla 6. Sustento de la tasa de crecimiento.

	CENSO 1993			CENSO 2007			PADRON 2019		
	Provincia Utcubamba	Distrito Rural Cajaruro	Centro Poblado El Progreso	Provincia Utcubamba	Distrito Rural Cajaruro	Centro Poblado El Progreso	Centro Poblado El Progreso		
población total (N° Hab)	102,920	26,225	286.00	109,043	26,735	300.00	694.00		
				TASA DE CRECIMIENTO					
				0.41%	0.14%	0.34%	4.31%	12.73%	0.34%

Formula del interes compuesto:

$$r = \left(\sqrt[n]{\frac{P_f}{P_i}} \right) - 1$$

r = tasa de crecimiento
 P_i = Población inicial
 P_f = Población final
 n = periodo de años entre P_i y P_f

* Contando con información de los censos del INEI 1993 y 2007 , de la Localidad de El Progreso se tiene una tasa de crecimiento de 0.34% positiva, asimismo comparado los censos del INEI con el emparonamiento realizado en campo en el 2019, se tiene que tomando como año base el 2007 se tiene una tasa de 7.24% alta y tomando como año base el año 1993 se tiene una tasa de 3.47% alta . Por lo que propone asumir la tasa de crecimiento del caserío de 0.34% ya que es la menor tasa positiva y la que representa el real crecimiento de la localidad de El Progreso.

Fuente: Elaborado por los autores. (2019)

De acuerdo al padrón y la información obtenida en campo el caserío el Progreso cuenta con una población actual de 694 habitantes, para el proyecto se trabajó con una tasa de crecimiento anual de 0.34 % según información del INEI en los últimos censos de (1993-2007).

$$Pd = Pi * \left(1 + \frac{r * t}{100} \right)$$

Donde:

Pi: Población actual (694 hab.)

Pd: Población de diseño (¿?)

r: Tasa de crecimiento anual (0.34%)

t: Período de diseño (20 años)

$$Pd = 694 * \left(1 + \frac{0.34 * 20}{100} \right)$$

$$Pd = 741 \text{ hab.}$$

4.1.3. Cálculo de la dotación.

Para el cálculo de la dotación nos basamos en la Norma Técnica; **Opciones Tecnológicas para Sistemas de Saneamiento en el Ámbito Rural**, el cual nos brinda un cuadro según la ubicación del proyecto.

Tabla 7. Dotación de agua según la región.

DOTACIÓN SEGÚN TIPO DE OPCION TECNOLÓGICA (l/hab./día)		
REGIÓN	Sin arrastre hidráulico (compostera y hoyo seco ventilado)	Con arrastre hidráulico (tanque séptico mejorado)
COSTA	60	90
SIERRA	50	80
SELVA	70	100

Fuente: **Opciones Tecnológicas para Sistemas de Saneamiento en el Ámbito Rural. (2018).**

Según la Tabla 7, se eligió una dotación de 100 l/h/d para nuestro proyecto.

Cabe precisar que si tenemos población estudiantil, secundaria y superior la dotación será distinta por lo que obtendremos lo siguiente:

- Primaria 20 l/alumno x día
- Secundaria y superior 25 l/alumno x día

4.1.4. Cálculo de las variaciones de consumo.

Para el cálculo de las variaciones de consumo se consideró el valor de los coeficientes $K_1 = 1.3$ y $K_2 = 2.0$ respectivamente, según la Norma Técnica; **Opciones Tecnológicas para Sistemas de Saneamiento en el Ámbito Rural**.

4.1.4.1. Consumo promedio medio anual (Qm).

Para el cálculo del consumo promedio diario anual, se determinará mediante la siguiente expresión:

$$Q_m = \frac{P_d \times \text{dotacion}}{86400}$$

Donde:

Qm= Consumo promedio diario (l/s).

Pf = Población futura (hab.).

D= Dotación (l/hab./día).

$$Q_m = \frac{741 \times 100}{86400}$$

$$Q_m = 0.858 \text{ lt./seg.}$$

4.1.4.2. Caudal máximo diario (Qmd).

Para el caudal máximo diario se consideró el valor del coeficiente k1 igual a 1.3 del consumo promedio diario anual, y se calculó mediante la siguiente expresión:

$$Q_{md} = Q_m \times K_1$$

$$Q_{md} = 0.860 \times 1.3$$

$$Q_{md} = 1.118 \text{ lt./seg.}$$

4.1.4.3. Caudal máximo horario (Qmh).

Para el caudal máximo horario se consideró el valor del coeficiente k2 igual a 2.0 del consumo promedio diario anual, y se calculó mediante la siguiente expresión:

$$Q_{mh} = Q_m \times K_2$$

$$Q_{mh} = 0.860 \times 2.0$$

$$Q_{mh} = 1.720 \text{ lt./seg.}$$

4.2. Fuente de abastecimiento.

Para garantizar el abastecimiento y el funcionamiento de un sistema de agua potable es muy importante la selección de la fuente de abastecimiento, por lo que se consideró varios criterios fundamentales, según la Norma Técnica; **Opciones Tecnológicas para Sistemas de Saneamiento en el Ámbito Rural** lo establece:

- Proporcionar un caudal mínimo igual al doble del caudal máximo diario, con la finalidad de garantizar un suministro continuo a la comunidad.
- Capacidad de suministro; debe ser la necesaria para proveer la cantidad necesaria en volumen y tiempo que requiere.
- Condiciones de sanidad o calidad del agua; son claves para definir las obras necesarias de potabilización.

4.2.1. Selección tipo de fuente.

Para nuestro proyecto se seleccionó la fuente de abastecimiento de aguas subterránea de tipo **manantial en ladera y concentrado**.

Después de haber seleccionado la fuente de abastecimiento se pasó a recopilar información sobre las variaciones de caudal que presente durante las estaciones del año.

4.2.1.1. Cálculo del aforamiento de la fuente de agua.

Para el cálculo del aforo de la fuente se realizó mediante el método volumétrico, el cual se expresa de la siguiente fórmula:

$$Q = \frac{V}{t}$$

Donde:

Q: Caudal en l/s.

V: Volumen del recipiente en litros.

t: Tiempo en promedio en segundos.

Tabla 8. Resultados De Aforo – Método Volumétrico.

N° Prueba	Volumen (litros)	Tiempo (seg.)
1	4	2.93
2	4	2.92
3	4	2.91
4	4	2.94
5	4	2.90
Promedio	-	14.60

Fuente: Elaborado por los autores. (2019).

El tiempo promedio (t) = 14.60 / 5, resultando 2.92 seg.

$$Q_{aforo} = \frac{4}{2.92}$$

$$Q_{aforo} = 1.37 \text{ Lt./seg.}$$

*La recopilación de datos de la fuente e información de la población se realizó en el mes de noviembre, por lo tanto se consideró que se encontraba en una estación intermedia para encontrar nuestro caudal máximo y mínimo de aforamiento de la fuente.

Se consideró un incremento del 5% para el máximo y una disminución del 5% para el mínimo, según los trabajos de campo.

$$\text{Caudal maximo de la fuente} = 1.438 \text{ lt./seg.}$$

$$\text{Caudal minimo de la fuente} = 1.302 \text{ lt./seg.}$$

Verificación entre la oferta y la demanda.

$$Q_{md} < Q_{aforo}$$

$$Q_{md} = 1.118 < Q_{aforo \text{ minimo}} = 1.302$$

Se comprueba que la oferta es mayor a la demanda, si cumple el caudal de la fuente para el diseño del sistema de abastecimiento de agua.

4.3. Estandarización de diseños hidráulicos

Para los diseños de los componentes hidráulicos en el sistema de abastecimiento de agua potable se deben diseñar con un criterio de estandarización, según la Norma Técnica de Diseño: **Opciones Tecnológicas para Sistemas de Saneamiento en el Ámbito Rural** lo recomienda, el cual nos permite tener un único diseño para similares condiciones técnicas. Se detallan a continuación:

Tabla 9. Criterios de Estandarización de Componentes Hidráulicos.

ITEM	COMPONENTE HIDRÁULICO	CRITERIO PRINCIPAL	CRITERIOS SECUNDARIOS	DESCRIPCIÓN
1	Barraje Fijo sin Canal de Derivación	Q_{md} (l/s) = (menor a 0,50) o (>0,50 - 1,00) o (> 1,00 - 1,50)	Población final y dotación	Para un caudal máximo diario "Q _{md} " menor o igual a 0,50 l/s, se diseña con 0,50 l/s, para un "Q _{md} " mayor a 0,50 l/s y hasta 1,00 l/s, se diseña con 1,00 l/s y así sucesivamente.
2	Barraje Fijo con Canal de Derivación			
3	Balsa Flotante			
4	Caisson			
5	Manantial de Ladera			
6	Manantial de Fondo			
7	Galería Filtrante			
8	Pozo Tubular	Q_{md} (l/s) = (menor a 1,00) o (>1,00 - 2,00) o (> 3,00 - 4,00)	Población final y dotación	Para un caudal máximo diario "Q _{md} " menor o igual a 1,00 l/s, se diseña con 1,00 l/s, para un "Q _{md} " mayor a 1,00 l/s y hasta 2,00 l/s, se diseña con 2,00 l/s y así sucesivamente.
9	Línea de Conducción		X	
9.1	Cámara de Reunión de Caudales		X	Estructuras de concreto que permiten la adecuada distribución o reunión de los flujos de agua
9.2	Cámara de Distribución de Caudales		X	
9.3	CRP para Conducción	Q_{md} (l/s) = (menor a 0,50) o (>0,50 - 1,00) o (> 1,00 - 1,50)		Para un caudal máximo diario "Q _{md} " menor o igual a 0,50 l/s, se diseña con 0,50 l/s, para un "Q _{md} " mayor a 0,50 l/s y hasta 1,00 l/s, se diseña con 1,00 l/s y así sucesivamente.
9.4	Tubo Rompe Carga		X	
9.5	Válvula de Aire		X	
9.6	Válvula de Purga		X	
9.7	Pase Aéreo		X	
10	PTAP Integral	Dependiendo de la calidad del agua de la fuente		Diseñada con todos sus componentes, los que se desarrollan a continuación
10.1	Desarenador	Q_{md} (l/s) = (menor a 0,50) o (>0,50 - 1,00) o (> 1,00 - 1,50)	Población final y dotación	Para un caudal máximo diario "Q _{md} " menor o igual a 0,50 l/s, se diseña con 0,50 l/s, para un "Q _{md} " mayor a 0,50 l/s y hasta 1,00 l/s, se diseña con 1,00 l/s y así sucesivamente.
10.2	Sedimentador			
10.3	Sistema de Aireación			
10.4	Prefiltro	Q_{md} (l/s) = (menor a 0,50) o (>0,50 - 1,00) o (> 1,00 - 1,50)	Población final y dotación	Para un caudal máximo diario "Q _{md} " menor o igual a 0,50 l/s, se diseña con 0,50 l/s, para un "Q _{md} " mayor a 0,50 l/s y hasta 1,00 l/s, se diseña con 1,00 l/s y así sucesivamente.
10.5	Filtro Lento de Arena		Población final y dotación	
10.6	Lecho de Secado	1,50 l/s		
10.7	Cerco Perimétrico de PTAP		X	
11	Estaciones de Bombeo	Q_{md} (l/s) = (menor a 1,00) o (>1,00 - 2,00) o (> 3,00 - 4,00)	Población final y dotación	Para un caudal máximo diario "Q _{md} " menor o igual a 1,00 l/s, se diseña con 1,00 l/s, para un "Q _{md} " mayor a 1,00 l/s y hasta 2,00 l/s, se diseña con 2,00 l/s y así sucesivamente.
12	Línea de Impulsión			

Fuente: Opciones Tecnológicas para Sistemas de Saneamiento en el Ámbito Rural (2018).

Para realizar estos diseños adecuadamente acerca de los componentes hidráulicos de abastecimiento de agua para consumo humano, se siguió los siguientes pasos:

- Realizar el cálculo del caudal máximo diario (Q_{md})
- Determinar el Q_{md} de diseño según el Q_{md} real.

Tabla 10. Determinación del Q_{md} para diseño

RANGO	Q _{md} (REAL)	SE DISEÑA CON:
1	< de 0,50 l/s	0,50 l/s
2	0,50 l/s hasta 1,0 l/s	1,0 l/s
3	> de 1,0 l/s	1,5 l/s

En nuestro caso habíamos obtenido un caudal máximo diario (**Q_{md}= 1.118 lt/seg.**), por lo tanto nos encontramos en el rango 3 según la **tabla 10**, y se determinó que nuestro caudal máximo diario de diseño sería (**Q_{md}= 1.50 lt/seg.**).

4.4. Diseño de captación

Una vez seleccionado el tipo de fuente y haber obtenido el caudal máximo diario de la fuente, además de conocer ya el tipo de manantial del cual se dispone y teniendo en cuenta la población y periodo de diseño se procede al diseño de la captación la cual es del **tipo manantial en ladera y concentrado**.

4.3.1. Diseño hidráulico y dimensionamiento

4.3.1.1. Cálculo de la distancia entre el afloramiento y la cámara húmeda (L).

Para el cálculo de esta distancia será necesario el uso de la ecuación de Bernoulli, entre nuestro afloramiento y la cámara húmeda:

$$\frac{P_0}{\gamma} + h_0 + \frac{V_0^2}{2g} = \frac{P_1}{\gamma} + h_1 + \frac{V_1^2}{2g}$$

Considerando P₀, V₀, P₁ y h₁, igual a cero se tiene:

$$h_0 = \frac{V_1^2}{2g} \quad (1)$$

Para encontrar la velocidad teórica (V), se consideró los siguientes datos; se asumió un valor para h= 0.40 m. y considerando la aceleración de la gravedad g= 9.81 m/s². Se procedió a calcular con la siguiente fórmula;

$$V = \left[\frac{2gh}{1.56} \right]^{1/2}$$

$$V = \left[\frac{2 * 9.81 * 0.4}{1.56} \right]^{1/2}$$

$$V = 2.24 \text{ m/s}$$

Como este valor es mayor que la velocidad máxima recomendada de 0.60 m/s.

Principio de continuidad

$$Q_1 = Q_2$$

$$Cd \times A_1 \times V_1 = A_2 \times V_2$$

$$\text{Como } A_1 = A_2$$

Considerando que:

$$V_1 = \frac{V_2}{Cd} \quad (2)$$

Donde:

V2: velocidad de pase (se recomienda valores menores o iguales a 0.6 m/s.

Cd: coeficiente de descargar. (Se asume valores entre 0.6 a 0.8).

Reemplazando V1 en la ecuación 1:

$$V_2 = Cd \sqrt{2gh_0}$$

Como este valor es mayor que la velocidad máxima recomendada de 0.60 m/s. por lo que asumiremos para el diseño una velocidad de **0.50 m/s**.

Con $V_1 = 0.50 \text{ m/s}$.

$$h_0 = 1.56 \frac{V_1^2}{2g}$$

$$h_0 = 1.56 * \frac{(0.50)^2}{2 * 9.81}$$

$$h_0 = 0.02 \text{ m.}$$

Se determina la perdida de carga en el orificio, resultando $h_0 = 0.02 \text{ m}$. Con el valor de h_0 se calcula el valor de H_f mediante la ecuación 4., siendo:

$$H_f = H - h_o$$

$$H_f = 0.40 - 0.02$$

$$H_f = \mathbf{0.38\ m.}$$

El valor de L se define mediante la ecuación 5.

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

$$L = \frac{0.38}{0.30}$$

$$L = 1.27\ m. \text{ Se asume el valor de } L = 1.30\ m.$$

4.3.1.2. Cálculo de ancho de pantalla

- **Calculo de Diámetro de tubería de entrada (D)**

Para determinar el diámetro del orificio se utilizara la ecuación 8 donde el valor del área será definida como:

$$A = \frac{Q_{max}}{Cd \times V} = \frac{\pi D^2}{4}$$

Considerando un caudal máximo de la fuente (Qmax.) de 1.50 lt/seg., una velocidad de pase (V) de 0.50 m/s y un coeficiente de descarga (Cd) de 0.8.

$$A = \frac{Q_{max}}{Cd \times V}$$

$$A = \frac{0.0015}{0.8 \times 0.50}$$

$$A = \mathbf{0.00375\ m^2.}$$

Obtenido el área se procedió a calcular el diámetro:

$$A = \frac{\pi D^2}{4} \gg D = \left[\frac{4A}{\pi} \right]^{1/2}$$

$$D = \left[\frac{4 * 0.00375}{\pi} \right]^{1/2}$$

$$D = \mathbf{0.0691\ m. \gg \text{asumiendo } \varnothing 2\ 1/2\ \text{pulg.}}$$

- **Calculo del número de orificios (NA)**

Como el diámetro calculado de 2 1/2" es mayor que el diámetro máximo recomendado de 2", en el diseño se asume un diámetro de 1 1/2" que será utilizado para determinar el número de orificios (NA).

$$NA = \left(\frac{D_{calculado}}{D_{asumido}} \right)^2 + 1$$

$$NA = \left(\frac{0.0691}{0.0381} \right)^2 + 1$$

$$NA = 4.29 \gg \text{asumiendo } NA = 4 \text{ orificios}$$

- **Calculo del ancho de la pantalla (b)**

Conocido el diámetro del orificio (D) de 1 1/2" y el número de agujeros (NA) igual a 4, el ancho de la pantalla (b) se determina con la siguiente ecuación:

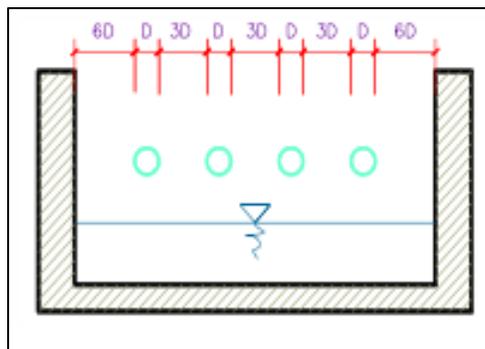
$$b = 2(6D) + NA D + 3D (NA - 1)$$

$$b = 2(6 * 0.0381) + 3 * 0.0381 + 3 * 0.0381 (4 - 1)$$

$$b = 0.91 \text{ m.}$$

Para el diseño se asume una sección interna de la cámara húmeda de (0.90 x 0.90) m.

Figura 23. Determinación de ancho de la pantalla.



Fuente: Elaborado por los autores. (2019)

4.3.1.3. Cálculo de la altura de la cámara húmeda (Ht)

Para poder determinar la altura de la cámara húmeda (Ht), primero se pasó a determinar la altura de la captación, es necesario conocer la carga requerida para que el gasto de salida de la captación pueda fluir por la tubería de conducción.

La carga requerida (H) es:

$$H = 1.56 \frac{V^2}{2g} = 1.56 \frac{Qmd^2}{2gA^2}$$

Donde:

Qmd= Gasto máximo diario en m³/s (0.0015).

A= Área de la tubería de salida (Ø=1 ½") en (0.001 1401 m²).

g = Aceleración gravitacional (9.81 m/s²).

$$H = 1.56 \frac{Qmd^2}{2gA^2}$$

$$H = 1.56 \frac{(0.0015)^2}{2 * 9.81 * 0.00114^2}$$

$$H = 0.14 m.$$

Para facilitar el paso del agua se asume una altura mínima de **H= 30 cm.**

A continuación con todos los datos obtenidos, se pasa a reemplazar en Ht obtenemos la altura de la cámara húmeda:

$$H_t = A + B + C + D + E$$

Donde:

A= 10 cm. (valor mínimo)

B= 3.81 cm. (diámetro de la canastilla de salida 1 1/2").

C= Altura de agua (30 cm)

D= 3 cm. (Desnivel mínimo)

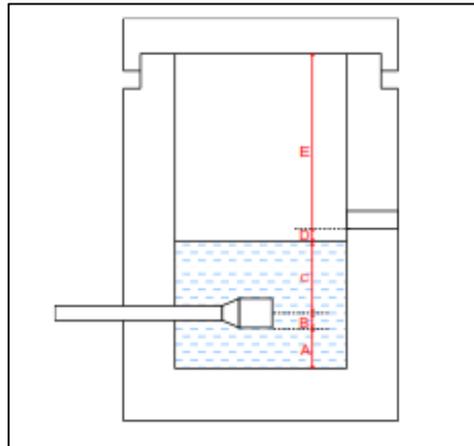
E= 30 cm. Borde libre (de 10 a 30 cms.).

$$H_t = 0.10 + 0.0381 + 0.30 + 0.03 + 0.30$$

$$H_t = 0.768 m.$$

Como podemos notar tenemos una altura (Ht) menor a 1m, lo cual en el proceso de funcionamiento nos dificultará realizar su manteniendo, por lo cual asumiremos una altura **Ht=0.90 m**.

Figura 24. Cálculo de la cámara húmeda.



Fuente: Elaborado por los autores. (2019)

4.3.1.4. Cálculo del dimensionamiento de la canastilla

Conociendo el diámetro de la tubería de salida a la línea de conducción (D_c), es de **1 1/2"**, se procederá a realizar los cálculos para el diámetro de la canastilla, aplicando las siguientes formulas:

$$D_{canastilla} = 2D_c$$

$$D_{canastilla} = 2 * 1.5"$$

$$D_{canastilla} = 3" = 7.6 \text{ cm.}$$

Además recomienda que la longitud de la canastilla (L) sea;

$$3D_c < L >= 6D_c$$

$$3D_c = 3 * 1.5" \gg L = 4.5" = 0.114 = 12 \text{ cm.}$$

$$6D_c = 6 * 1.5 \gg L = 9.0" = 0.229 = 23 \text{ cm.}$$

Se asumió L = 20 cm.

Siendo las medidas de las ranuras:

$$\text{ancho} = 5 \text{ mm} \quad \text{medida recomendada}$$

$$\text{largo} = 7 \text{ mm} \quad \text{medida recomendada}$$

$$A_r = 0.000035 \text{ m}^2 \quad \text{área de la ranura}$$

Área total de ranuras (A_t) = 2 A_c , considerado A_c como el área transversal de la tubería de la línea de conducción.

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

$$A_c = \frac{\pi * (0.0381)^2}{4}$$

$$A_c = 1.1401 \times 10^{-3} \text{ m}^2$$

$$A_t = 2A_c$$

$$A_t = 2 * 1.1401 \times 10^{-3}$$

$$A_t = 2.2802 \times 10^{-3} \text{ m}^2$$

El valor de A_t no debe ser mayor al 50% del área lateral de la granada (A_g).

$$A_g = 0.50 * D_g * L$$

$$A_g = 0.50 * 0.2394 * 0.20 \gg A_g = 0.02394 \text{ m}^2$$

El número de ranuras resulta:

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

$$N^\circ \text{ de ranuras} = \frac{2.2802 \times 10^{-3} \text{ m}^2}{0.0350 \times 10^{-3} \text{ m}^2}$$

$$N^\circ \text{ de ranuras} = 65.14 = 65 \text{ ranuras.}$$

4.3.1.5. Cálculo para el dimensionamiento de la Tubería de Rebose y Limpieza.

El rebose se instala directamente a la tubería de limpia y para realizar la limpieza y evacuar el agua de la cámara húmeda, se levanta la tubería de rebose, también se recomienda pendientes de 1 a 1.5%. La tubería de rebose y limpia tienen el mismo diámetro y se calculan mediante la ecuación de Hazen y Williams:

$$D = \frac{0.71 \times Q^{0.38}}{hf^{0.21}}$$

$$D = \frac{0.71 \times (1.5)^{0.38}}{(0.015)^{0.21}}$$

$$D = 2 \text{ pulg.}$$

Donde:

D= Diámetro en pulg.

Q = Gasto máximo de la fuente (1.5 lt/s).

hf= Pérdida de carga unitaria (valor recomendado 0.015 rn/m)

Resultando:

D= 2 pulg. Y un cono de rebose de 2 x 4 pulg

4.5. Diseño de la línea de conducción

Para el diseño de la línea de conducción se consideró por gravedad trabajando a presión.

4.5.1. Análisis preliminar

Una vez realizado el diseño de la captación, se pasó a determinar los cálculos hidráulicos de la línea de conducción, considerando los siguientes datos:

Gasto de diseño (Q_{md})= 1.5 lt/s.

Longitud de tubería total (L)= 2334.60 m.

Cota captación (cota cap.) = 1812.20 msnm.

Cota reservorio(R)= 1548.50 msnm.

Tubería: PVC, clase 10 y – $C=150$

La carga disponible entre la cámara de captación y el reservorio de regulación es de 263.70 m., siendo el valor mayor que la presión máxima de trabajo que soportarían las tuberías PVC C-10, por lo que es necesario plantear la construcción de cinco cámaras rompe presión, y por lo tanto ha generado seis tramos, considerando un solo diámetro de tubería.

4.5.2. Desarrollo a través de fórmulas matemáticas

➤ Cálculo hidráulico del Primer tramo

El primer tramo se consideró de la captación hasta la cámara rompe presión N° 01 (T-6).

Cota captación (cota cap.) = 1812.20 msnm.

Cota CRP-1(T-6)= 1764.20 msnm.

Longitud de tubería (L_1)= 500.70 m.

Cálculo de la carga disponible del tramo:

$$Carga\ disponible_{T_1} = Cota\ captación - Cota\ CRP - 1$$

$$Carga\ disponible_{T_1} = 1812.20 - 1764.20$$

$$Carga\ disponible_{T_1} = 48\ m.$$

Cálculo de la pérdida carga unitaria disponible (hf):

$$hf = \frac{\text{Carga disponible}_{T1}}{L_1}$$

$$hf = \frac{48}{500.70}$$

$$hf = 0.0959 \frac{m}{m} \gg 95.90 \text{ m/km.}$$

Calculo del diámetro seleccionado:

$$Q = 0.0004264 * C * (D_{int.}^{2.63}) * (h_f^{0.54})$$

$$D_{int.} = \left[\frac{Q}{(0.0004264 * C * h_f^{0.54})} \right]^{1/2.63}$$

$$D_{int.} = \left[\frac{1.5}{(0.0004264 * 150 * 95.90^{0.54})} \right]^{1/2.63}$$

$$D_{int.} = 1.30 \text{ pulg.} \gg \emptyset \text{ asumido de } 1 \frac{1}{2} \text{ pulg.}$$

Cálculo de la pérdida carga unitaria considerando el diámetro asumido (hf):

$$hf = \left[\frac{Q}{(0.0004264 * C * D_{int.}^{2.63})} \right]^{1/0.54}$$

$$hf = \left[\frac{1.5}{(0.0004264 * 150 * 1.71^{2.63})} \right]^{1/0.54}$$

$$hf = 25.250 \text{ m/km.} \gg 0.02527 \text{ m/m.}$$

Cálculo de la pérdida carga del tramo (Hf):

$$Hf = hf * L$$

$$Hf = 0.02527 * 500.70$$

$$Hf = 12.652 \text{ m}$$

Cálculo de la Velocidad del flujo (V).

$$V = 1.9735 * \frac{Q}{D_{int.}^2}$$

$$V = 1.9735 * \frac{1.5}{(1.71)^2}$$

$$V = 1.012 \text{ m/seg.}$$

Cálculo de la cota piezométrica.

$$Cota\ piez.\ CRP\ 01 = Cota\ terr.\ captacion - H_f$$

$$Cota\ piez.\ CRP\ 01 = 1812.20 - 12.652$$

$$Cota\ piez.\ CRP\ 01 = 1799.548\ m.$$

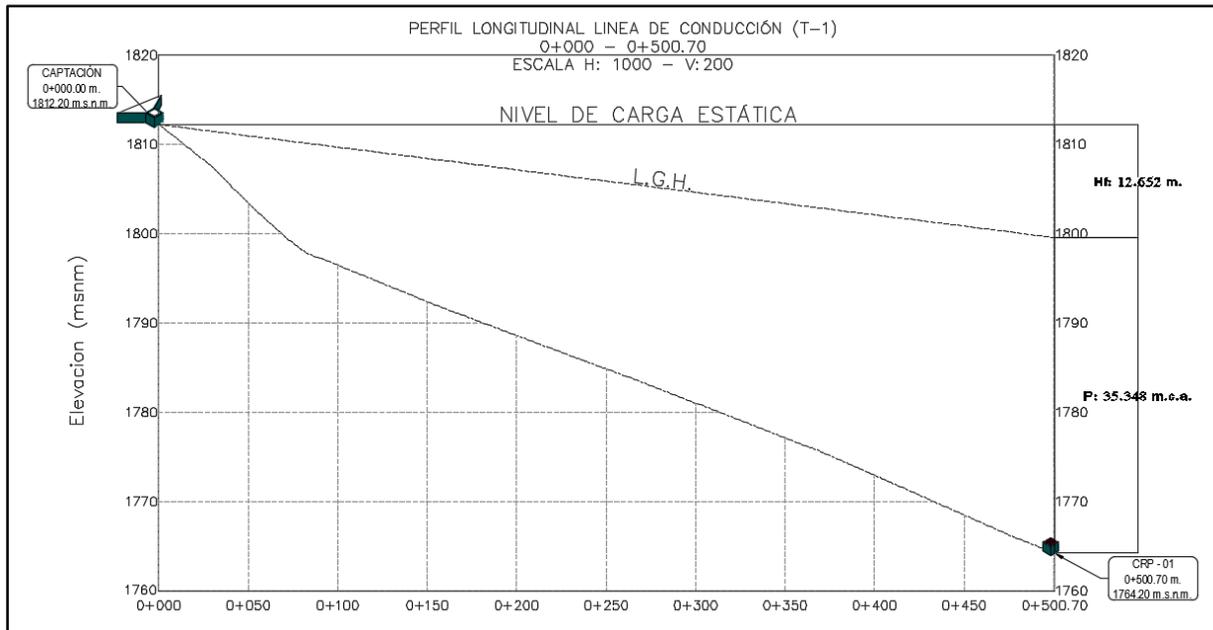
Cálculo de la presión al final del tramo.

$$Presión\ final\ del\ tramo = Cota\ piez.\ CRP\ 01 - Cota\ CRP\ 01$$

$$Presión\ final\ del\ tramo = 1799.548 - 1764.20$$

$$Presión\ final\ del\ tramo = 35.348\ m.\ c.\ a.$$

Figura 25. Perfil Longitudinal Indicando la L.G.H. de la línea de conducción (T-1).



Fuente: Elaborado por los autores (2019).

Los cálculos de los siguientes tramos se mostraran posteriormente en una hoja de Excel.

4.5.3. Desarrollo a través de tablas en Excel.

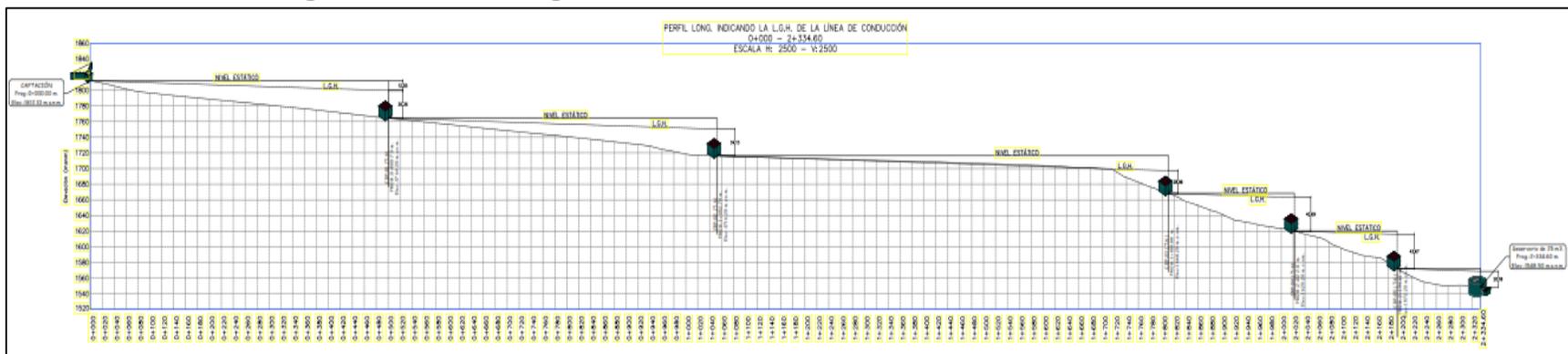
A través de una hoja de cálculo en Excel se ha realizado los cálculos hidráulicos para la red de distribución, comprobando así los resultados obtenidos de los cálculos matemáticos anteriormente, a continuación se mostraran los resultados:

Tabla 11. Cálculo hidráulico de la línea conducción.

TRAMO	LONGITUD L (m)	CAUDAL Qmd (l/s)	COTA DEL TERRENO		DESNIVEL DEL TERRENO (m)	PERDIDA CARGA UNIT. DISPONIBLE hf (m/m)	DIAM. CALC. D (Pulg.)	DIAM. COMER. D (Pulg.)	VELOC. V (m/s)	PERDIDA CARGA UNITARIA hf1 (m/m)	PERDIDA CARGA tramo Hf1 , Hf2 (m/m)	COTA PIEZOM.		PRESIÓN FINAL (m)
			INICIAL (m.s.n.m)	FINAL (m.s.n.m)								INICIAL (m.s.n.m)	FINAL (m.s.n.m)	
CAPTACION- CRP 01	500.700	1.50	1,812.20	1,764.20	48.00	0.0959	1.30	1.71	1.01	0.025116	12.58	1812.20	1799.62	35.42
CRP-1 - CRP 02	552.090	1.50	1,764.20	1,716.20	48.00	0.0869	1.33	1.71	1.01	0.025116	13.87	1764.20	1750.33	34.13
CRP-2 - CRP 03	758.090	1.50	1,716.20	1,668.20	48.00	0.0633	1.42	1.71	1.01	0.025116	19.04	1716.20	1697.16	28.96
CRP-3 - CRP 04	211.230	1.50	1,668.20	1,620.20	48.00	0.2272	1.09	1.71	1.01	0.025116	5.31	1668.20	1662.89	42.69
CRP-4 - CRP 05	172.500	1.50	1,620.20	1,572.20	48.00	0.2783	1.04	1.71	1.01	0.025116	4.33	1620.20	1615.87	43.67
CRP-5 - RESERVORIO	139.990	1.50	1,572.20	1,548.50	23.70	0.1693	1.16	1.71	1.01	0.025116	3.52	1572.20	1568.68	20.18
	2334.600													

Fuente: Elaborado por los autores. (2019).

Figura 26. Perfil Longitudinal Indicando la L.G.H. de la línea de conducción.



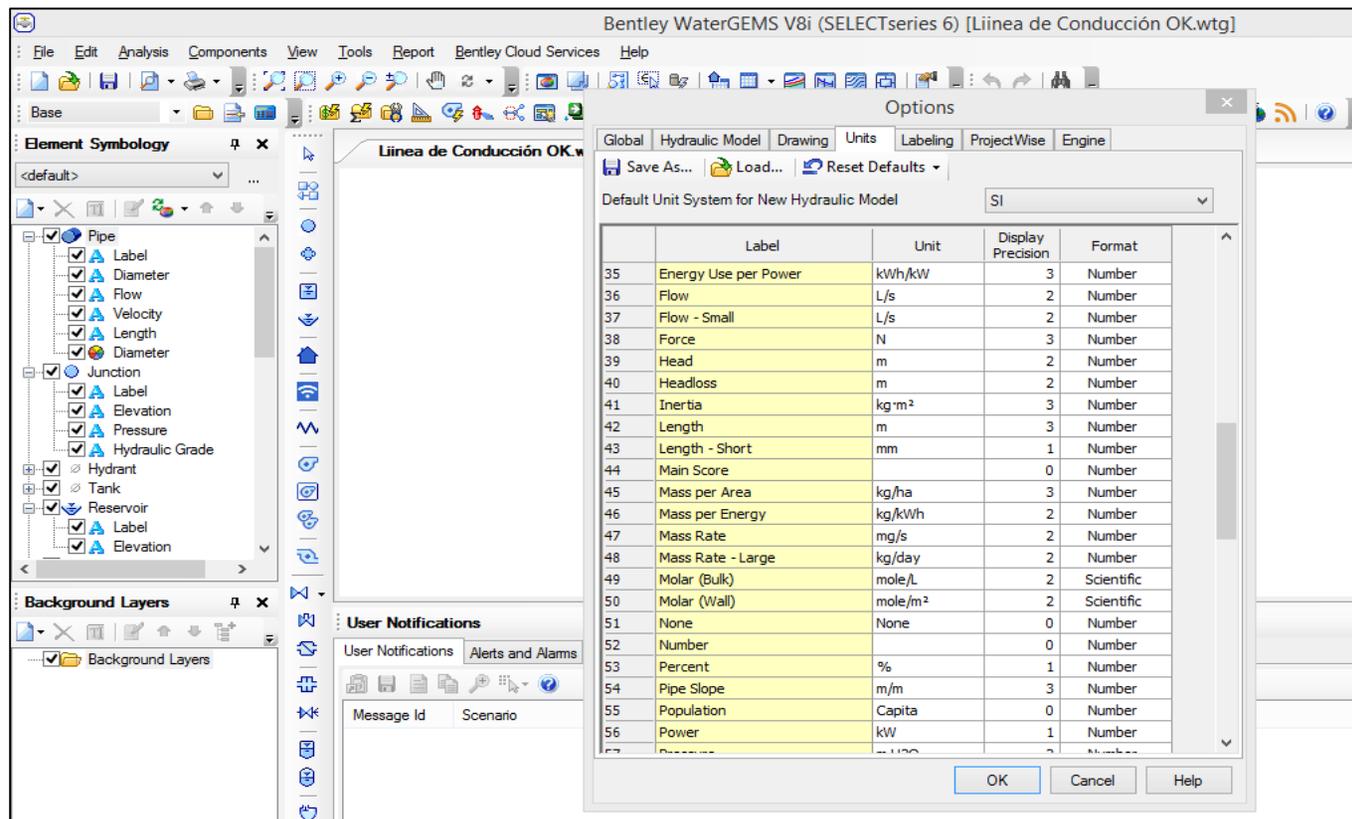
Fuente: Elaborado por los autores. (2019).

4.5.4. Modelamiento hidráulico en el software Watergems V8i Ss6.

Para realizar el modelamiento hidráulico, se necesitaron como datos bases; el caudal máximo diario (Qmd), la topología (DXF) y la topografía (DXF). A continuación se mostrará los pasos utilizados en el software WaterGEMS.

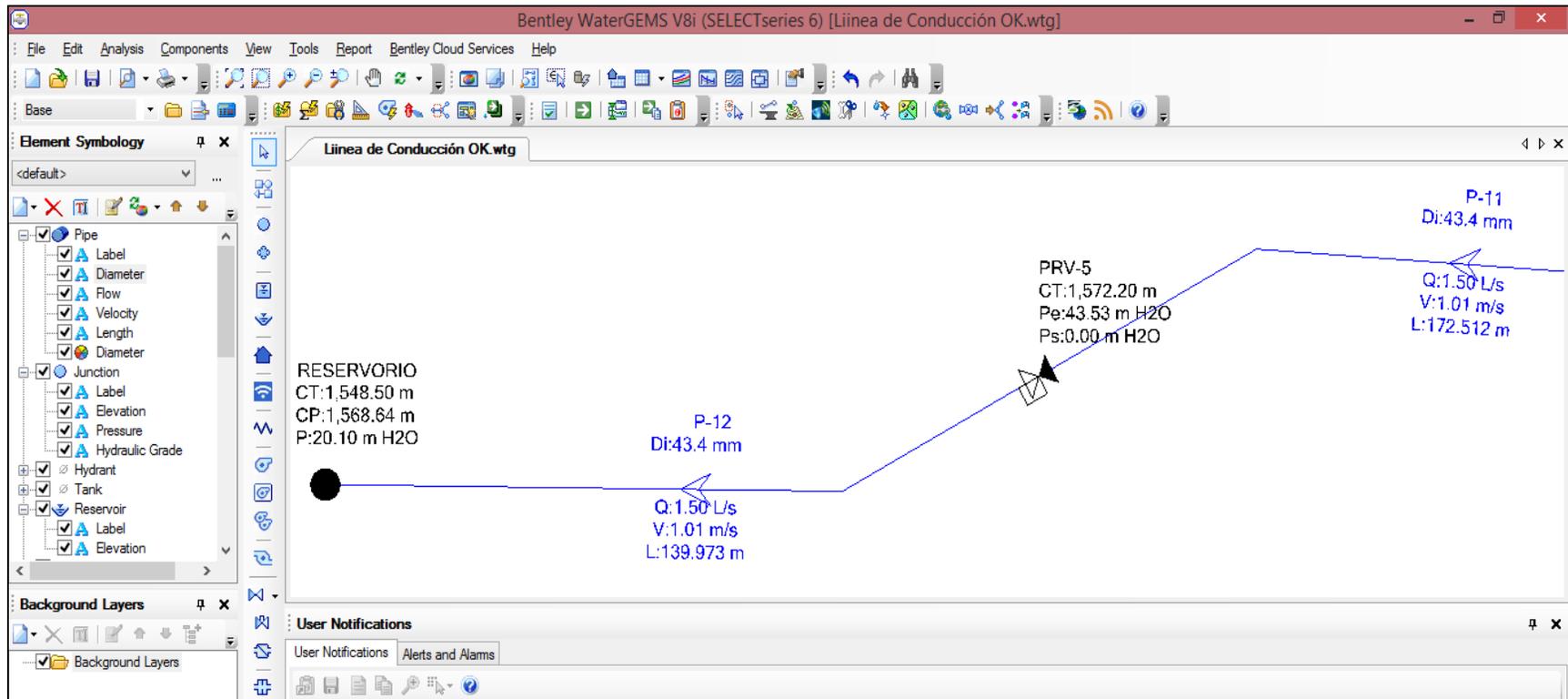
En este paso se configura las unidades, colocándolo en el sistema internacional (SI).

Figura 27. Configuración de unidades.



Fuente: Elaborado por los autores. (2019).

Figura 28. Resultados de la modelación Hidráulica.



Fuente: Elaborado por los autores. (2019).

Figura 29. Vista en Planta - Línea de Conducción.

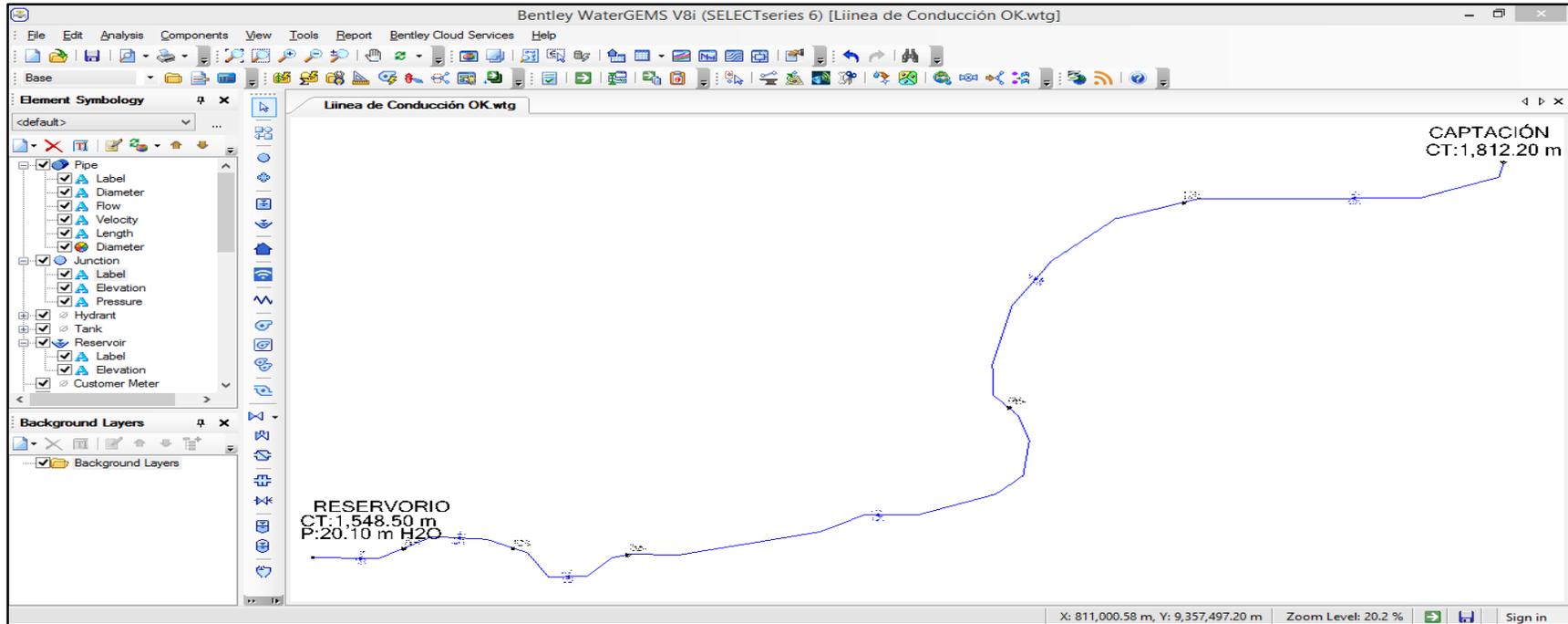
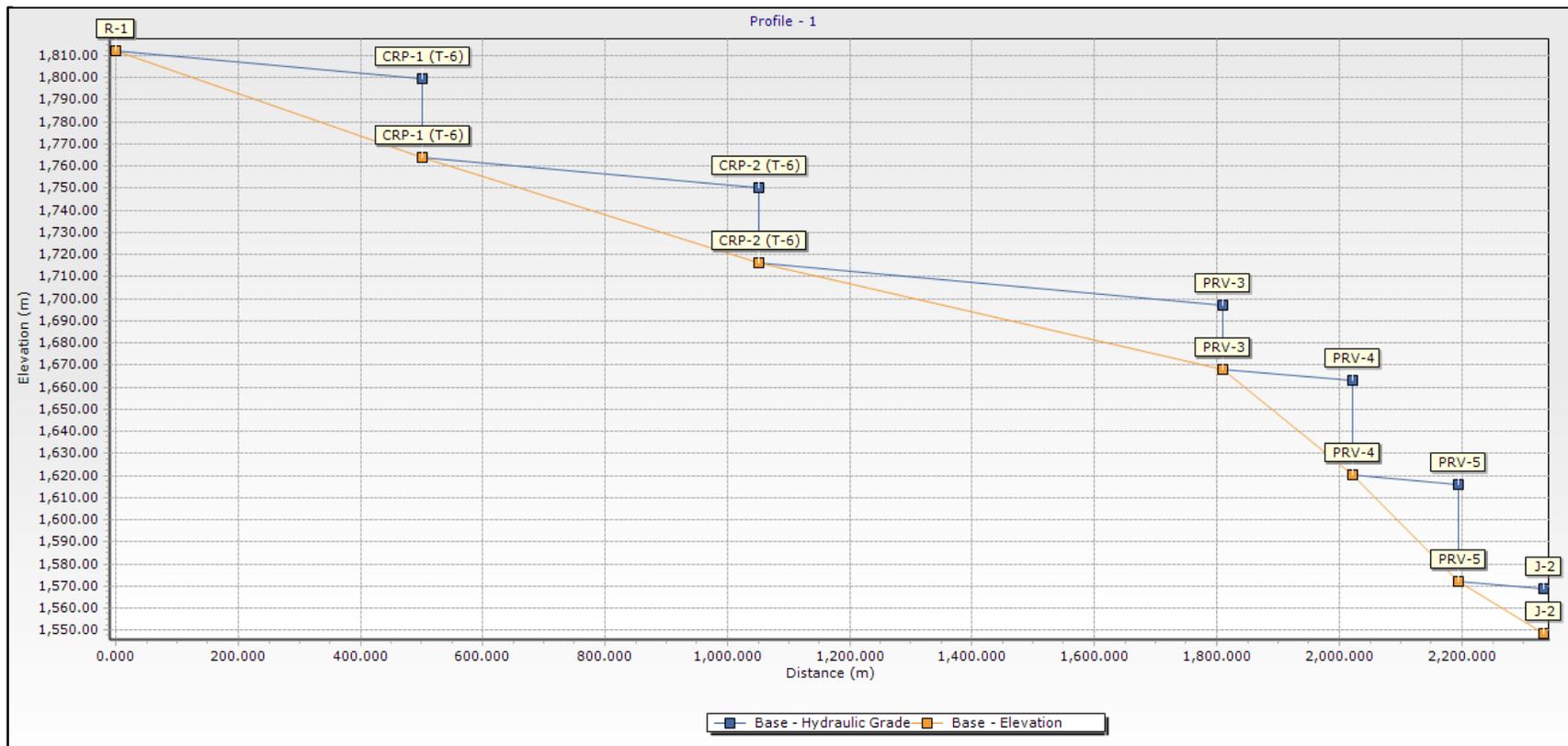


Tabla 12. Resultados obtenidos del modelamiento hidráulico – Línea de Conducción.

Nodo Inicial	Nodo Final	Longitud (m)	Diametro (mm)	Material	Hazen-Williams C	Caudal (L/s)	Velocidad (m/s)	hf m/m	Elevacion (m.s.n.m.)	Cota Piez. (m.s.n.m.)	Presión (m H2O)
CAPTACIÓN	CRP-1 (T-6)	500.705	43.4	PVC	150	1.5	1.01	0.0250	1764.20	1799.48	35.28
CRP-1 (T-6)	CRP-2 (T-6)	551.295	43.4	PVC	150	1.5	1.01	0.0250	1716.20	1750.20	34.00
CRP-2 (T-6)	CRP-3 (T-6)	758.879	43.4	PVC	150	1.5	1.01	0.0250	1668.20	1696.93	28.73
CRP-3 (T-6)	CRP-4 (T-6)	211.232	43.4	PVC	150	1.5	1.01	0.0250	1620.20	1662.83	42.63
CRP-4 (T-6)	CRP-5 (T-6)	172.512	43.4	PVC	150	1.5	1.01	0.0250	1572.20	1615.82	43.62
CRP-5 (T-6)	RESERVORIO	139.973	43.4	PVC	150	1.5	1.01	0.0250	1548.50	1568.64	20.14

Fuente: Elaborado por los autores. (2019).

Figura 30. Perfil Longitudinal indicando la L.G.H. en la Línea de Conducción.



Fuente: Elaborado por los autores. (2019).

4.6. Diseño la cámara rompe presión (CRP T-6).

Para el diseño de la cámara rompe presión se consideró los siguientes criterios técnicos según la Norma Técnica de Diseño: **Opciones Tecnológicas para Sistemas de Saneamiento en el Ámbito Rural (2018)**.

- Una sección interior mínima de 0,60 x 0,60 m, tanto por facilidad constructiva como para permitir el alojamiento de los elementos.
- La altura de la cámara se calculará mediante la suma de tres conceptos:
Altura mínima de salida, mínimo 10 cm
Resguardo a borde libre, mínimo 40 cm
Carga de agua requerida, calculada aplicando la ecuación de Bernoulli para que el caudal de salida pueda fluir.
- La tubería de entrada a la cámara estará por encima de nivel del agua.
- La cámara dispondrá de un aliviadero o rebose.

4.6.1. Cálculo hidráulico

Se consideraron los siguientes datos:

$Q_{md} = 1.5$ l/s (Caudal máximo diario)

$D = 1.5$ pulg.

A: Altura mínima = 10.0 cm = 0.10 m

H: Altura de carga requerida para que el caudal de salida pueda fluir.

BL: Borde libre = 40.0 cm = 0.40 m

Ht: Altura total de la Cámara Rompe Presión

Para determinar la altura de la cámara rompe presión, es necesaria la carga requerida (H). Según se determina mediante la ecuación experimental de Bernoulli.

Cálculo de la carga requerida (H).

$$H = 1.56 \frac{V^2}{2g} \text{ y } V = 1.9735 * \frac{Q}{D^2}$$

$$V = 1.9735 * \frac{1.5}{1.5^2}$$

$$V = 1.32 \text{ m/seg.}$$

Luego de encontrar la velocidad, encontramos H.

$$H = 1.56 \frac{V^2}{2g}$$

$$H = 1.56 \frac{1.32^2}{2 * 9.81}$$

$$H = 0.14 \text{ m.}$$

Por procesos constructivos tomamos H = 0.40 m.

Cálculo de la Altura total de la Cámara Rompe Presión (Ht).

$$H_t = A + H + B_L$$

$$H_t = 0.10 + 0.40 + 0.40$$

$$H_t = 0.90 \text{ m.}$$

Cálculo de la canastilla.

Se recomienda que el diámetro de la canastilla sea 2 veces el diámetro de la tubería de salida.

$$D_c = 2 \times D \quad D=1.5''$$

$$D_c = 3 \text{ pulg}$$

La longitud de la canastilla (L) debe ser mayor 3D y menor que 6D

$$L = (3 * D) * 2.54 = 11.43 \text{ cm.}$$

$$L = (6 * D) * 2.54 = 22.86 \text{ cm.}$$

$$L, \text{ se asume} = 20 \text{ cm.}$$

Área de ranuras:

$$A_r = 7\text{mm} \times 5\text{mm} = 35 \text{ mm}^2$$

$$A_r = 35 \times 10^{-2} \text{ cm}^2.$$

Área total de ranuras $A_t = 2 A_s$, considerando A_s como el área transversal de la tubería de salida.

$$A_s = \frac{\pi D_s^2}{4}$$

$$A_s = \frac{\pi(0.381)^2}{4}$$

$$A_s = 11.40 \text{ cm}^2$$

Reemplazando en;

$$A_t = 2A_s$$

$$A_t = 2(11.40)$$

$$A_t = 22.80 \text{ cm}^2$$

Área de A_t no debe ser mayor al 50% del área lateral de la granada (A_g).

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

$$A_g = 0.5 \times D_g \times 20$$

$$A_g = 76.20 \text{ cm}^2$$

El número de ranuras resulta:

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

$$N^\circ \text{ de ranuras} = \frac{22.80}{35 \times 10^{-2}}$$

$$N^\circ \text{ de ranuras} = 65 \text{ ranuras.}$$

Rebose.

La tubería de rebose se calcula mediante la ecuación de Hazen y Williams ($C = 150$)

$$D = 4.63 \times \frac{Q_{md}^{0.38}}{C^{0.38} \times S^{0.21}}$$

Donde:

D: diámetro (pulg)

Q_{md}: caudal máximo diario (l/s)

S: pérdida de carga unitaria (m/m). Considera = 0.010

$$D = 4.63 \times \frac{1.5^{0.38}}{150^{0.38} \times 0.01^{0.21}}$$

$$D = 4.63 \times \frac{1.5^{0.38}}{150^{0.38} \times 0.01^{0.21}}$$

$$D = 2.12 \text{ pulg.} \gg D = 2 \text{ pulg.}$$

Luego el cono de Rebose será de 2 x 4 pulg.

4.7. Diseño del reservorio de almacenamiento.

El diseño hidráulico y estructural del reservorio se realizó bajo las normativas ACI 350.3-06, E.030, R.N.E OS.10 y la Norma Técnica de Diseño: **Opciones Tecnológicas para Sistemas de Saneamiento en el Ámbito Rural**, donde se consideraron algunos criterios.

4.7.1. Diseño hidráulico.

4.7.1.1. Cálculo de la capacidad del reservorio.

Para el cálculo del volumen de almacenamiento se consideró que el volumen de regulación debe ser el 25% de la demanda diaria promedio anual (Q_p), siempre que el suministro de agua de la fuente sea continuo. Si el suministro es discontinuo, la capacidad debe ser como mínimo del 30% de Q_p .

Cálculo del Consumo promedio anual (Q_m).

$$Q_m = P_f \times \text{Dotación}$$

$$Q_m = 741 \text{ hab.} \times 100 \text{ l/hab/día.}$$

$$Q_m = 74100 \text{ lt.}$$

Cálculo del volumen de regulación ($V_{reg.}$).

$$V_{reg.} = Q_m \times 25\%$$

$$V_{reg.} = 74100 \times 0.25$$

$$V_{reg.} = 18525 \text{ lt.} = 18.53 \text{ m}^3$$

Cálculo del volumen contra incendio (V_{ci}).

Según el RNE para poblaciones menores a 10000 habitantes, no es recomendable y resulta antieconómico el proyectar sistema contra incendio.

Tabla 13.Consideracion sobre el Volumen contra incendios.

Población	Vol. Extinción de Incendio
< 10000	-
10000 < P < 100000	2 grifos (hidrantes) tmin=2horas(Q=15lt/seg)
> 100000	tmin.=2horas; zona resid.: 2 grifos; zona industrial:3 grifos.

Fuente: R.N.E.

$$V. ci. = 0.00 m^3$$

Cálculo del volumen de reserva (V.res.).

$$V. reserva = 33\% x (Vreg. + Vci.)$$

$$V. reserva = 33\% x (18.53. + 0.00)$$

$$V. reserva = 6.12 m^3$$

Cálculo del volumen de almacenamiento (V.alm.).

$$V. almacenamiento = Vreg. + Vci. + Vres.$$

$$V. almacenamiento = 18.53 + 0.00 + 6.12$$

$$V. almacenamiento = 24.65 m^3$$

$$Se asumió el V. alm. = 25.00 m^3$$

Luego de haber obtenido los cálculos del volumen total, se pasó a seleccionar el tipo de reservorio, teniendo en cuenta algunos criterios, como; la ubicación y la capacidad de almacenamiento.

Se consideró un reservorio apoyado de forma circular, porque resulta tradicional y económica en zonas rurales.

El dimensionamiento se consideró de la siguiente manera:

Diámetro interno (D)= **3.90 m.**

Altura de agua (h1)= **2.10 m.**

Bordo libre (B.L.)= **0.30 m.**

Altura total (Ht)= **2.55 m.**

4.7.2. Diseño estructural

4.7.2.1. Criterios de diseño

Para este diseño se consideró los siguientes criterios:

- 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 las paredes del reservorio.
- Losa de fondo, se apoyará sobre una capa de relleno de concreto simple, en los planos se indica.
- Se diseñará una zapata corrida que soportará el peso de los muros e indirectamente el peso del techo y la viga perimetral.
- A su 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:

$$f'c = 210 \text{ Kg/cm}^2 \text{ y } f'y = 4200 \text{ Kg/cm}^2$$

$$q \text{ adm} = 0.80 \text{ Kg/cm}^2 = 8.00 \text{ Ton/m}^2$$

4.7.2.2. Predimensionamiento

V: Volumen del reservorio 25.00 m³

Di: Diámetro interior del Reservorio

De: Diámetro exterior del Reservorio

ep: Espesor de la Pared

et: Espesor de la losa del techo.

f: Flecha de la Tapa (forma de bóveda).

H: Altura del muro.

h: Altura del agua.

a: Brecha de Aire.

Cálculo de la altura de muro (H).

Se procedió al cálculo de la altura de muro y total de la estructura.

Tabla 14. Considerando las recomendaciones prácticas:

VOLUMEN (m³)	ALTURA (m)	ALTURA DE 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 1000	10.00 como máx	1.00

Fuente: Portland Cement Association.

De acuerdo a la tabla se asumió lo siguiente:

h: 2.10 m y a: 0.30 m.

Altura de salida del agua (hs): 0.15 m., entonces:

$$H = h + a + hs$$

$$H = 2.10 + 0.30 + 0.15$$

$$H = 2.55 \text{ m.}$$

Por lo tanto se encontró la altura total (Ht).

$$Ht = H + E. losa$$

$$Ht = 2.55 + 0.20$$

$$Ht = 2.75 \text{ m.}$$

Cálculo del diámetro interior (Di).

$$Di = \sqrt{\frac{4V}{\pi h}}$$

$$Di = \sqrt{\frac{4(25)}{\pi(2.10)}}$$

$$Di = 3.893 \text{ m.}$$

Se optó por lo tanto Di = 3.90 m.

Cálculo de la flecha de la tapa (f).

Se considera que:

$$f = 1/6 * Di$$

$$f = 0.65 \text{ m.}$$

Cálculo del espesor de la pared (ep).

Se calculó considerando dos formas:

Según company:

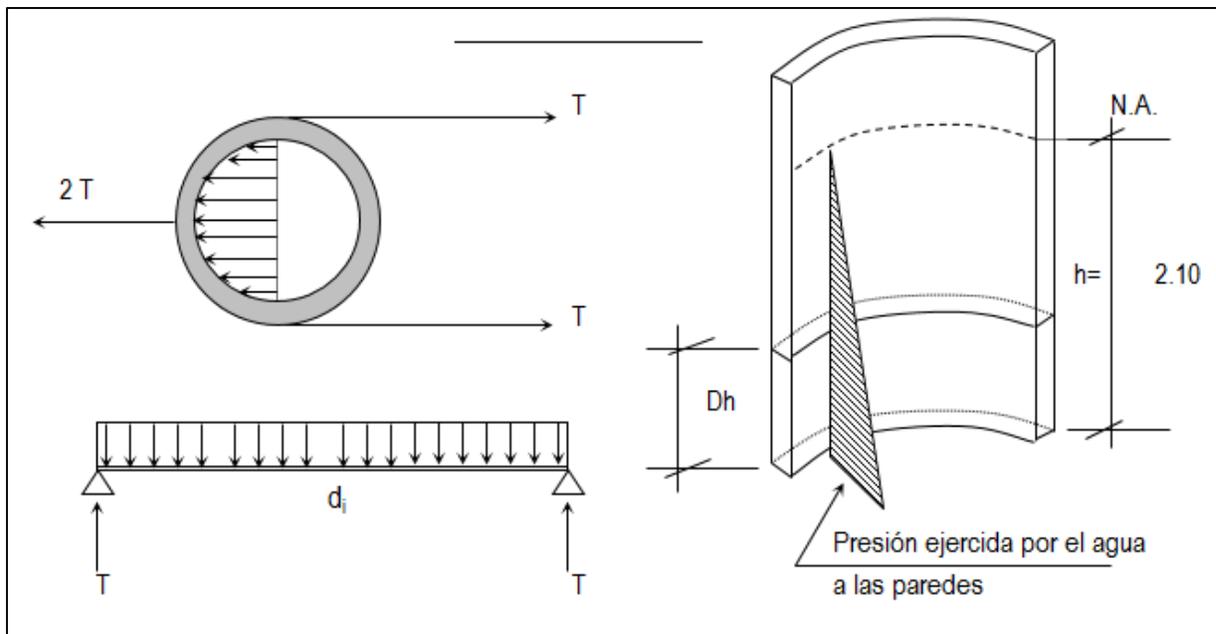
$$ep = \left(7 + \frac{2h}{100}\right) \text{ cm.}$$

$$ep = \left(7 + \frac{2 * 210}{100}\right)$$

$$ep = 11.20 \text{ cm.}$$

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 $g \text{ agua} * h$ (Kg/cm²), y el esfuerzo de tracción de las paredes de un anillo de altura elemental "h" a la profundidad "h" tal como se muestra en el gráfico es:

Figura 31. Gráfico de una junta libre de movimiento entre la pared y el fondo. (ep).



Fuente: Elaborado por los autores (2019).

Por lo tanto se dedujo en la siguiente fórmula:

$$T = \frac{1000 * h * Dh * Di}{2}$$

Analizando para un Dh igual a 1m.

Reemplazando en la fórmula anterior se obtiene:

$$T = \frac{1000 * 2.10 * 1.0 * 3.90}{2}$$

$$T = 4095 \text{ kg.}$$

La Tracción será máxima cuando el agua llega H= 2.55 m.

Reemplazando en la fórmula, tenemos:

$$T_{max} = \frac{1000 * h * Dh * Di}{2}$$

$$T_{max} = 4972.50 \text{ kg.}$$

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

$Tc = f'c * 10\% * 1.0 \text{ m.} * ep, \text{ igualando a } T \text{ (obtenido)}$

$$4972.50 \text{ kg} = 210 \text{ kg/cm}^2 * 10\% * 100 \text{ cm} * ep$$

$$ep = 2.37 \text{ cm. es } < e1, \text{ no se tendrá en cuenta.}$$

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

$$ep = 15.00 \text{ cm.}$$

Cálculo del diámetro exterior (De).

Se obtiene por la siguiente ecuación:

$$De = Di + 2 * ep$$

$$De = 3.90 + 2(0.15)$$

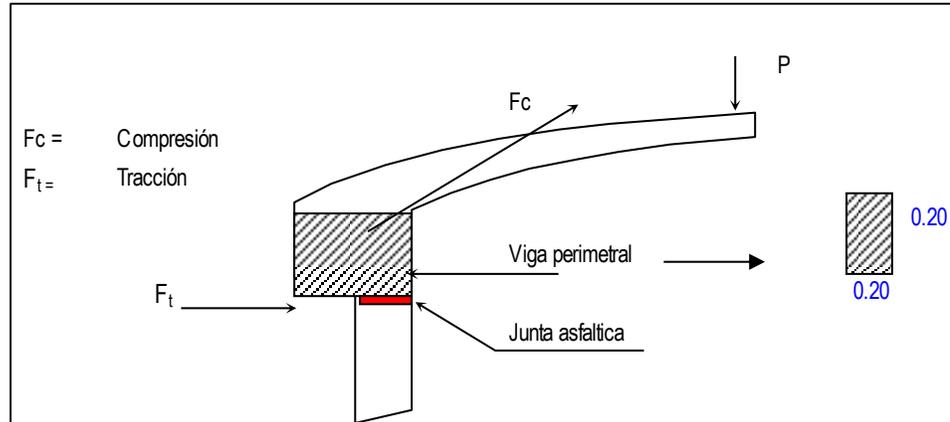
$$De = 4.20 \text{ m.}$$

Cálculo del espesor de la losa del techo (et).

Como se indicaba anteriormente está 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.

Asimismo, la viga perimetral se comportará como zuncho y será la que contrarreste al empuje debido a su forma de la cubierta. El empuje horizontal total en una cúpula de revolución es:

Figura 32. Gráfico del empuje horizontal total en una cúpula.



Fuente: Elaborado por los autores (2019).

Se mediante el grafico una ecuación:

$$F_t = P / (2 * \pi * Tg a)$$

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 su forma de la cúpula (F_c y F_t).

$$Tg a = P / F_t$$

$$R^2 = (R - f)^2 + (Di/2)^2$$

Remplazando los valores, tenemos el valor de R:

$$R = \frac{(Di/2)^2 + f^2}{2f}$$

$$R = \frac{(3.90/2)^2 + 0.65^2}{2 * 0.65}$$

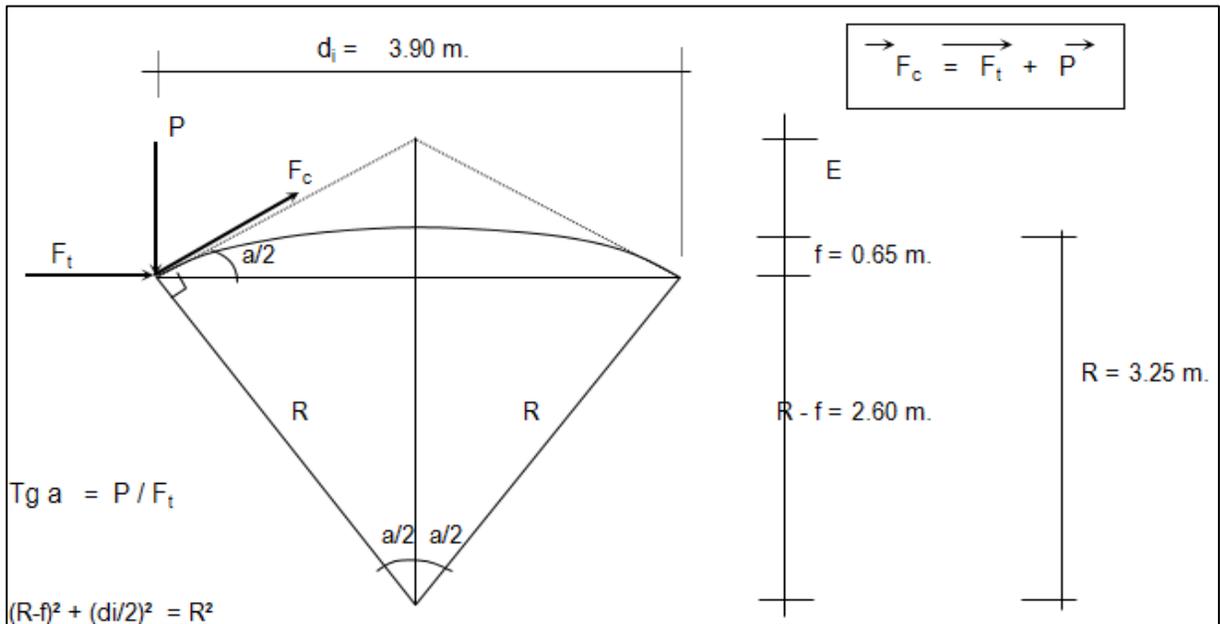
$$R = 3.25 \text{ m.}$$

$$Tg a/2 = (Di/2) / (R - f)$$

$$Tg a/2 = (3.90/2) / (2.60)$$

$$Tg a/2 = 0.75 \text{ m.} \quad a/2 = 36^\circ 52' 11.63'' \quad a = 73^\circ 44' 23.26''$$

Figura 33. Gráfico de los cálculos.



Fuente: Elaborado por los autores (2019).

Se obtiene según el gráfico:

$$F_c = P / \text{sen}(a)$$

Tabla 15. Metrado de cargas.

Peso propio	150	Kg/m ²
Sobre carga	150	Kg/m ²
Acabados	100	Kg/m ²
Otros	50	Kg/m ²
TOTAL	450	Kg/m²

Cálculo del área de la cúpula.

$$\text{Área de la cúpula} = \pi * D_i^2 / 4$$

$$\text{Área de la cúpula} = \pi * 3.90^2 / 4$$

$$\text{Área de la cúpula} = 11.95 \text{ m}^2$$

Reemplazamos en la ecuación para obtener el peso.

$$\text{Peso}(P) = \text{metrado de cargas} * \text{area de la cúpula}$$

$$\text{Peso}(P) = 450 * 11.95$$

$$\text{Peso}(P) = 5375.66 \text{ kg.}$$

Luego reemplazamos en la fórmula de Ft y Fc, tenemos:

$$F_t = P / (2 * \pi * Tg a)$$

$$F_t = 1140.75 \text{ kg.}$$

$$F_c = P / \text{sen} (a)$$

$$F_c = 8959.43 \text{ kg.}$$

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

$$L_c = \pi * D_i$$

$$L_c = \pi * 3.90$$

$$L_c = 12.25 \text{ m.}$$

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

$$P/ml = F_c / L_c$$

$$P/ml = 8959.43 / 12.25$$

$$731.25 \text{ kg/ml.}$$

Esfuerzo a la compresión del concreto Pc:

Por seguridad:

*para un ancho de "b": 100.00 cm.

$$P_c = 0.45 * f'_c * b * et$$

$$P_c = 0.45 * 210 * 1.0 * et \dots \dots \dots (1)$$

1er. Cálculo del espesor de la losa de techo (et).

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

$$P/ml = 0.45 * 210 * 1.0 * et \dots \dots \dots (1)$$

$$731.25 \text{ kg/ml} = 0.45 * 210 \text{ kg/cm}^2 * 100 \text{ cm} * et$$

$$et = 0.077 \text{ cm.}$$

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

Esfuerzo cortante por metro lineal en el zuncho (viga perimetral)

- V/ml:

$$V/ml = P/Lc$$

$$V/ml = 5375.66 \text{ kg./12.25 m.}$$

$$V/ml = 438.75 \text{ kg./ml.}$$

Esfuerzo permisible al corte por el concreto - Vu:

*para un ancho de "b": 100.00 cm.

$$Vu = 0.5 * \sqrt{f'c} * b * et$$

2do. Cálculo del espesor de la losa de techo (et).

Igualamos esta ecuación al valor de la cortante por metro lineal:

V/ml.

$$V/ml = 0.5 * \sqrt{f'c} * b * et$$

$$438.75 \text{ kg./ml.} = 0.5 * \sqrt{210 \text{ kg/cm}^2} * 100 \text{ cm} * et$$

$$et = 0.61 \text{ cm.}$$

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

$$et = 8.00 \text{ cm.}$$

4.8. Diseño de la línea de aducción.

4.8.1. Análisis preliminar.

Luego de haber diseñado el reservorio de almacenamiento se procedió a realizar los cálculos para el diseño de la línea de aducción, según la Norma Técnica de Diseño: **Opciones Tecnológicas para Sistemas de Saneamiento en el Ámbito Rural (2018)**, donde nos permitió considerar algunos criterios, considerando los siguientes datos:

- Cota reservorio= 1548.50 m.s.n.m.
- Cota Inicio de red de distribución= 1533.10 m.s.n.m.
- Longitud de tramo= 80.00 m.
- Tubería: PVC, clase 10 y – C=150

4.8.2. Desarrollo a través de fórmulas matemáticas.

➤ Cálculo del consumo máximo diario (Qmh).

$$Qp = \frac{\text{dotación} * Pd}{86400}$$
$$Qp = \frac{100 * 741}{86400} \gg Qp = 0.86 \text{ lt./se.}$$
$$Qmh = 2 * Qp$$
$$Qmh = 2 * 0.86$$
$$Qmh = 1.72 \text{ lt./seg.}$$

Si se considera un solo diámetro de tubería se procede a calcular la carga disponible del tramo.

➤ Cálculo de la carga disponible del tramo.

$$\text{Carga disponible} = \text{Cota reservorio} - \text{Cota Inicio de red dist.}$$

$$\text{Carga disponible} = 1548.50 - 1533.10$$

$$\text{Carga disponible} = 15.40 \text{ m.}$$

➤ **Cálculo de la pérdida carga unitaria disponible (hf).**

$$hf = \frac{\text{Carga disponible}}{L}$$

$$hf = \frac{15.40}{80.0}$$

$$hf = 0.1925 \frac{m}{m} \gg 192.5 \text{ m/km.}$$

➤ **Cálculo del diámetro seleccionado.**

$$Q = 0.0004264 * C * (D_{int.}^{2.63}) * (h_f^{0.54})$$

$$D_{int.} = \left[\frac{Qmh}{(0.0004264 * C * h_f^{0.54})} \right]^{1/2.63}$$

$$D_{int.} = \left[\frac{1.72}{(0.0004264 * 150 * 192.5^{0.54})} \right]^{1/2.63}$$

$$D = 1.19 \text{ pulg.} \gg \text{Se asumido un } \phi \text{ de } 1 \frac{1}{2} \text{ pulg.}$$

➤ **Cálculo de la pérdida carga unitaria considerando el diámetro asumido (hf).**

$$hf = \left[\frac{Qmh}{(0.0004264 * C * D^{2.63})} \right]^{1/0.54}$$

$$hf = \left[\frac{1.72}{(0.0004264 * 150 * 1.71^{2.63})} \right]^{1/0.54}$$

$$hf = 32.5587 \text{ m/km.} \gg 0.0325587 \text{ m/m.}$$

➤ **Cálculo de la pérdida carga del tramo (Hf).**

$$Hf = hf * L$$

$$Hf = 0.061633209 * 80$$

$$Hf = 2.605 \text{ m.}$$

➤ **Cálculo de la Velocidad del flujo (V).**

$$V = 1.9735 * \frac{Qmh}{D_{int.}^2}$$

$$V = 1.9735 * \frac{1.72}{(1.71)^2}$$

$$V = 1.161 \text{ m/seg.}$$

➤ **Cálculo de la cota piezométrica.**

$$Cota \text{ piez. Inicio de red dist.} = Cota \text{ Reservoirio} - H_f$$

$$Cota \text{ piez. Inicio de red dist.} = 1548.50 - 2.605$$

$$Cota \text{ Piez. Inicio de red dist.} = 1545.895 \text{ m.}$$

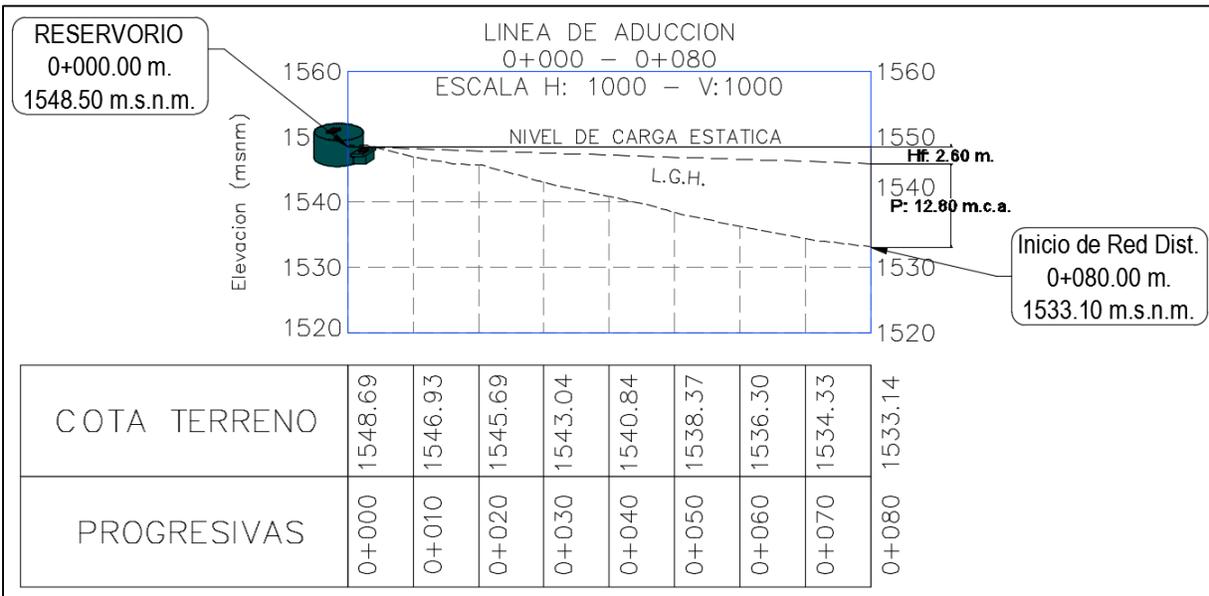
➤ **Cálculo de la presión al final del tramo.**

$$Presión \text{ final del tramo} = Cota \text{ piez. Inicio de red} - Cota \text{ Inicio de red}$$

$$Presión \text{ final del tramo} = 1545.895 - 1533.10$$

$$Presión \text{ final del tramo} = 12.795 \text{ m. c. a.}$$

Figura 34. Perfil Longitudinal indicando L.G.H. de la línea de aducción.



Fuente: Elaborado por los autores. (2019)

4.8.3. Desarrollo a través de tablas en Excel.

A través de una hoja de cálculo en Excel se ha realizado los cálculos hidráulicos para la red de distribución, comprobando los resultados obtenidos a través de los cálculos matemáticos anteriormente, a continuación se mostrarán los resultados:

Tabla 16. Cálculo Hidráulico de la línea de aducción.

TRAMO	LONGITUD L (m)	CAUDAL Qm h (l/s)	COTA DEL TERRENO		DESNIVEL DEL TERRENO (m)	PERDIDA CARGA UNIT. DISPONIBLE hf (m/m)	DIAM. CALC. D (Pulg.)	DIAM. COMER. D (Pulg.)	VELOC. V (m/s)	PERDIDA CARGA UNITARIA hf1 (m/m)	PERDIDA CARGA tramo Hf1 , Hf2 (m/m)	COTA PIEZOM.		PRESIÓN FINAL (m)
			INICIAL (m.s.n.m)	FINAL (m.s.n.m)								INICIAL (m.s.n.m)	FINAL (m.s.n.m)	
Cota resv. - Cota Inicio Red	80.000	1.72	1,548.50	1,533.10	15.40	0.1925	1.19	1.71	1.16	0.032237	2.58	1548.50	1545.92	12.82
Total	80.000													

Fuente: Elaborado por los autores. (2019).

4.8.4. Modelamiento hidráulico en el software Watergems V8i Ss6

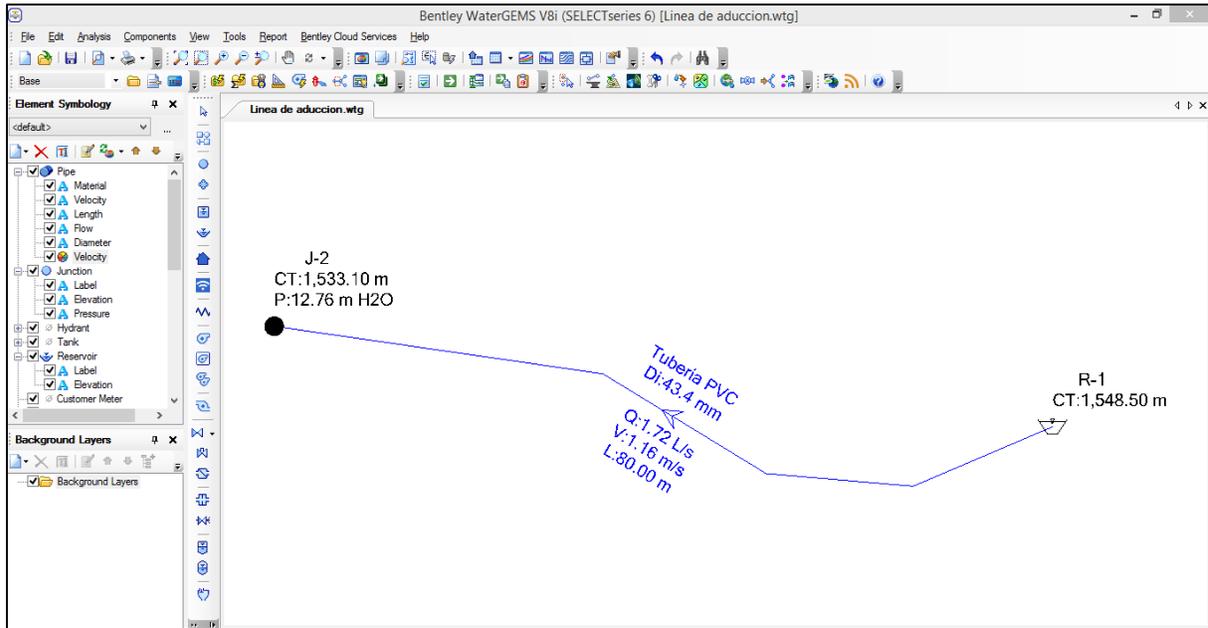
Para realizar el modelamiento hidráulico, se consideró los siguientes datos; el caudal máximo horario (Qmh), la topología (DXF) y la topografía (DXF). A continuación se mostrará los resultados obtenidos en el software WaterGEMS.

Tabla 17. Resultados obtenidos del modelamiento hidráulico – Línea de Aducción.

Nodo Inicial	Nodo Final	Longitud (m)	Diametro (mm)	Material	Hazen-Williams C	Caudal (L/s)	Velocidad (m/s)	hf m/m	Elevacion (m.s.n.m.)	Cota Piez. (m.s.n.m.)	Presión (m H2O)
RESERVORIO	J-2	80	43.4	PVC	150	1.72	1.16	0.0330	1533.10	1545.88	12.76

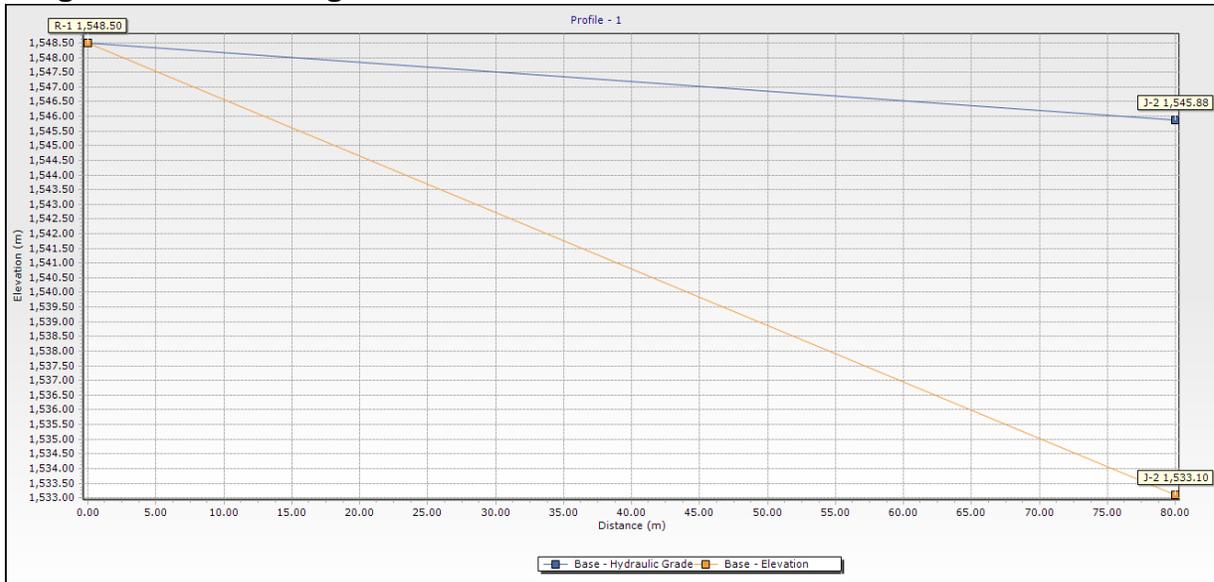
Fuente: Elaborado por los autores. (2019)

Figura 35. Vista en Planta del diseño - Línea de aducción.



Fuente: Elaborado por los autores. (2019).

Figura 36. Perfil Long. Indicando la L.G.H. en el WaterGEMS – L. de Aducción.



Fuente: Elaborado por los autores. (2019).

4.9. Diseño de la red de distribución.

Para el diseño de la red de distribución se consideró algunos criterios técnicos de diseño según la Norma Técnica de Diseño: **Opciones Tecnológicas para Sistemas de Saneamiento en el Ámbito Rural (2018)**.

4.9.1. Análisis preliminar.

- **Cálculo del caudal de diseño.**

Las redes de distribución se diseñarán con el caudal máximo horario (Q_{mh}).

Datos:

Población de diseño: 741 hab.

Dotación: 100 lt./hab./día.

$$\text{Consumo medio } Q_m = \frac{Pd * Dotacion}{86400} = \mathbf{0.858 \text{ lt./seg.}}$$

$$\text{Consumo max. horario } (Q_{mh}) = 2 * Q_m = \mathbf{1.72 \text{ lt./seg.}}$$

- **Velocidades**

La velocidad mínima en ningún caso podrá ser inferior a 0,30 m/s.

En general se recomienda un rango de velocidad de 0,5 – 1,00 m/s.

La velocidad máxima admisible será de 3 m/s.

- **Presiones**

La presión mínima de servicio en cualquier punto de la red o línea de alimentación de agua no será menor de 5 - 8 m.c.a. y la presión estática no será mayor de 60 m.c.a.

- **Diámetros:**

El diámetro a utilizarse será aquel que asegure el caudal y presión adecuada en cualquier punto de la red.

Los diámetros mínimos de las tuberías principales para redes cerradas deben ser de 25 mm (1”), y en redes abiertas, se admite un diámetro de 20 mm ($\frac{3}{4}$ ”) para ramales.

4.9.2. Desarrollo a través de fórmulas matemáticas.

Para los cálculos del diseño hidráulico se ha realizado mediante el método de longitud equivalente o Longitudinal, el cual fue determinado por la ubicación de las viviendas y la topografía, también es un método recomendable para poblaciones rurales. Se han considerado los siguientes datos:

Qmh: **1.72 l/s.**

Longitud total real: **1735.26 m.**

➤ Cálculo del caudal unitario (q)

$$Q_{unitario} = \frac{Q_{mh}}{long. total real.}$$

$$Q_{unitario} = \frac{1.72}{1735.26}$$

$$Q_{unitario} = 0.000991206 = 0.991 \times 10^{-3} \text{ lt./seg.}$$

➤ Cálculo de los gastos en marcha (Qm)

$$Q_m = Q_{unitario} * L$$

Donde:

Qm= Gasto en marcha en l/s.

Qunit.= Gasto Unitario en l/s.

L= Longitud del tramo en m.

Los cálculos de los gastos en marcha de cada tramo se realizó mediante la anterior formula expresada.

$$Q_m(J1 - CRP1) = 0.991 \times 10^{-3} * 161.01 = \mathbf{0.160 \text{ lt/seg.}}$$

$$Q_m(CRP1 - J2) = 0.991 \times 10^{-3} * 86.06 = \mathbf{0.085 \text{ lt/seg.}}$$

$$Q_m(J2 - CRP2) = 0.991 \times 10^{-3} * 79.49 = \mathbf{0.079 \text{ lt/seg.}}$$

$$Q_m(CRP2 - J3) = 0.991 \times 10^{-3} * 113.49 = \mathbf{0.112 \text{ lt/seg.}}$$

$$Q_m(J2 - J4) = 0.991 \times 10^{-3} * 204.45 = \mathbf{0.203 \text{ lt/seg.}}$$

$$Q_m(J4 - J5) = 0.991 \times 10^{-3} * 104.87 = \mathbf{0.104 \text{ lt/seg.}}$$

$$Q_m(J4 - J6) = 0.991 \times 10^{-3} * 44.83 = \mathbf{0.044 \text{ lt/seg.}}$$

$$Q_m(J6 - J7) = 0.991 \times 10^{-3} * 120.92 = \mathbf{0.120 \text{ lt/seg.}}$$

$$Q_m(J7 - J8) = 0.991 \times 10^{-3} * 59.33 = \mathbf{0.059 \text{ lt/seg.}}$$

$$Q_m(J7 - J9) = 0.991 \times 10^{-3} * 143.64 = \mathbf{0.142 \text{ lt/seg.}}$$

$$Q_m(J6 - J10) = 0.991 \times 10^{-3} * 342.99 = \mathbf{0.340 \text{ lt/seg.}}$$

$$Q_m(J10 - J11) = 0.991 \times 10^{-3} * 52.30 = \mathbf{0.052 \text{ lt/seg.}}$$

$$Q_m(J10 - J12) = 0.991 \times 10^{-3} * 62.40 = \mathbf{0.062 \text{ lt/seg.}}$$

$$Q_m(J12 - J13) = 0.991 \times 10^{-3} * 40.23 = \mathbf{0.040 \text{ lt/seg.}}$$

$$Q_m(J12 - J14) = 0.991 \times 10^{-3} * 119.25 = \mathbf{0.118 \text{ lt/seg.}}$$

➤ **Cálculo del Gasto Inicial (Qi) y Gasto Final (Qf)**

$$Q_i = Q_m + Q_f$$

Tramo (J12 - J14):

$$Q_i = Q_m + Q_f, \text{ siendo } Q_f = 0$$

$$Q_i = 0.118 + 0$$

$$\mathbf{Q_i = 0.118 \text{ lt/seg.}}$$

Tramo (J12 - J13):

$$Q_i = Q_m + Q_f, \text{ siendo } Q_f = 0$$

$$Q_i = 0.040 + 0$$

$$\mathbf{Q_i = 0.040 \text{ lt/seg.}}$$

Tramo (J10 - J12):

$$Q_i = Q_m + Q_f, \text{ siendo } Q_f = Q_i(J12 - J13) + Q_i(J12 - J14)$$

$$Q_f = 0.040 + 0.118$$

$$\mathbf{Q_f = 0.158 \text{ lt/seg.}}$$

$$Q_i = 0.062 + 0.158$$

$$\mathbf{Q_i = 0.220 \text{ lt/seg.}}$$

Tramo (J10 - J11):

$$Q_i = Q_m + Q_f, \text{ siendo } Q_f = 0$$

$$Q_f = 0.052 + 0$$

$$\mathbf{Q_i = 0.052 \text{ lt./seg.}}$$

Tramo (J6 – J10):

$$Q_i = Q_m + Q_f, \text{ siendo } Q_f = Q_i(J10 - J12) + Q_i(J10 - J11)$$

$$Q_f = 0.220 + 0.052$$

$$Q_f = \mathbf{0.272 \text{ lt./seg.}}$$

$$Q_i = 0.340 + 0.272$$

$$Q_i = \mathbf{0.612 \text{ lt/seg.}}$$

Tramo (J7 – J9):

$$Q_i = Q_m + Q_f, \text{ siendo } Q_f = 0$$

$$Q_i = 0.142 + 0$$

$$Q_i = \mathbf{0.142 \text{ lt/seg.}}$$

Tramo (J7 - J8):

$$Q_i = Q_m + Q_f, \text{ siendo } Q_f = 0$$

$$Q_i = 0.059 + 0$$

$$Q_i = \mathbf{0.059 \text{ lt/seg.}}$$

Tramo (J6 – J7):

$$Q_i = Q_m + Q_f, \text{ siendo } Q_f = Q_i(J7 - J9) + Q_i(J7 - J8)$$

$$Q_f = 0.142 + 0.059$$

$$Q_f = \mathbf{0.201 \text{ lt./seg.}}$$

$$Q_i = 0.120 + 0.201$$

$$Q_i = \mathbf{0.321 \text{ lt/seg.}}$$

Tramo (J4 – J6):

$$Q_i = Q_m + Q_f, \text{ siendo } Q_f = Q_i(J6 - J10) + Q_i(J6 - J7)$$

$$Q_f = 0.612 + 0.321$$

$$Q_f = \mathbf{0.933 \text{ lt./seg.}}$$

$$Q_i = 0.044 + 0.933$$

$$Q_i = \mathbf{0.977 \text{ lt/seg.}}$$

Tramo (J4 – J5):

$$Q_i = Q_m + Q_f, \text{ siendo } Q_f = 0$$

$$Q_i = 0.104 + 0$$

$$Q_i = \mathbf{0.104 \text{ lt/seg.}}$$

Tramo (J2 - J4):

$$Q_i = Q_m + Q_f, \text{ siendo } Q_f = Q_i(J4 - J6) + Q_i(J4 - J5)$$

$$Q_f = 0.977 + 0.104$$

$$Q_f = \mathbf{1.081 \text{ lt/seg.}}$$

$$Q_i = 0.203 + 1.081$$

$$Q_i = \mathbf{1.284 \text{ lt/seg.}}$$

Tramo (CRP2 - J3):

$$Q_i = Q_m + Q_f, \text{ siendo } Q_f = 0$$

$$Q_i = 0.112 + 0$$

$$Q_i = \mathbf{0.112 \text{ lt/seg.}}$$

Tramo (J2 - CRP2):

$$Q_i = Q_m + Q_f, \text{ siendo } Q_f = Q_i(\text{CRP2} - J3)$$

$$Q_f = 0.112 + 0$$

$$Q_f = \mathbf{0.112 \text{ lt/seg.}}$$

$$Q_i = 0.079 + 0.112$$

$$Q_i = \mathbf{0.191 \text{ lt/seg.}}$$

Tramo (CRP1 - J2):

$$Q_i = Q_m + Q_f, \text{ siendo } Q_f = Q_i(J2 - J4) + Q_i(J2 - \text{CRP2})$$

$$Q_f = 1.284 + 0.191$$

$$Q_f = \mathbf{1.475 \text{ lt/seg.}}$$

$$Q_i = 0.085 + 1.475$$

$$Q_i = \mathbf{1.560 \text{ lt/seg.}}$$

Tramo (J1 - CRP1):

$$Q_i = Q_m + Q_f, \text{ siendo } Q_f = Q_i(\text{CRP1} - J2)$$

$$Q_f = 1.560 + 0$$

$$Q_f = \mathbf{1.560 \text{ lt/seg.}}$$

$$Q_i = 0.160 + 1.560$$

$$Q_i = \mathbf{1.72 \text{ lt/seg.}}$$

➤ **Cálculo del gasto Ficticio(Qfi):**

Para el cálculo de Qfi, se empleara la siguiente ecuación:

$$Qfi = \frac{Q_{inicial} + Q_{final}}{2}$$

Tramo (J1 – CRP1):

$$Qfi = \frac{1.72 + 1.56}{2}$$

$$Qfi = 1.64 \text{ lt./seg.}$$

Tramo (CRP1 – J2):

$$Qfi = \frac{1.560 + 1.475}{2}$$

$$Qfi = 1.518 \text{ lt./seg.}$$

Tramo (J2 – CRP2):

$$Qfi = \frac{0.191 + 0.112}{2}$$

$$Qfi = 0.152 \text{ lt./seg.}$$

Tramo (CRP2 – J3):

$$Qfi = \frac{0.112 + 0.0}{2}$$

$$Qfi = 0.056 \text{ lt./seg.}$$

Tramo (J2 – J4):

$$Qfi = \frac{1.284 + 1.081}{2}$$

$$Qfi = 1.183 \text{ lt./seg.}$$

Tramo (J4 – J5):

$$Qfi = \frac{0.104 + 0.0}{2}$$

$$Qfi = 0.052 \text{ lt./seg.}$$

Tramo (J4 – J6):

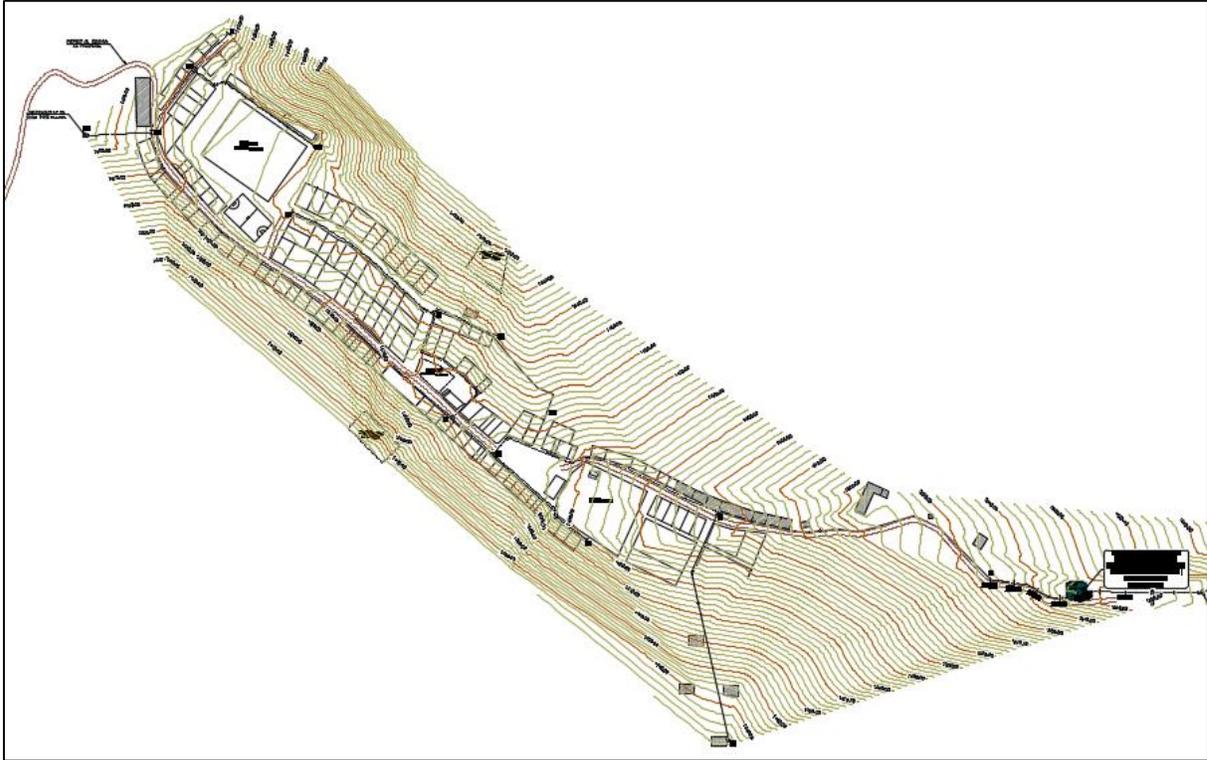
$$Qfi = \frac{0.977 + 0.933}{2}$$

$$Qfi = 0.955 \text{ lt./seg.}$$

Los cálculos de los siguientes tramos se mostraran posteriormente en una hoja de Excel.

Las cotas del terreno se obtuvieron del plano topográfico de la red de distribución (**ver Figura**), considerando la cota inicial al comienzo del tramo y la cota final al concluir este.

Figura 37. Plano Topográfico del caserío El Progreso.



Fuente: Elaborado por los autores (2019).

➤ **Cálculo del diámetro de Tubería (D):**

Se seleccionan tentativamente diámetros de 1 ½", 1" y ¾" en función a la distribución de ramales troncales y secundarios. Con estos diámetros y los gastos ficticios se determinan las velocidades en m/s para cada tramo.

- ❖ Para las redes principales se consideraron diámetros de 1 ½".
- ❖ Para las redes secundarias se consideraron diámetros de 1".
- ❖ Para los ramales se consideraron diámetros de ¾", según norma.

➤ **Cálculo de la velocidad (V):**

Para el cálculo de V, se empleara la siguiente ecuación:

$$V = 1.9735 * \frac{Qfi}{D_{int.}^2}$$

Tramo (J1 – CRP1):

$$V = 1.9735 * \frac{1.640}{1.71^2}$$

$$V = 1.107 \text{ m/s}$$

Tramo (CRP1 – J2):

$$V = 1.9735 * \frac{1.518}{1.71^2}$$

$$V = 1.025 \text{ m/s}$$

Tramo (J2 – CRP2):

$$V = 1.9735 * \frac{0.152}{0.901^2}$$

$$V = 0.370 \text{ m/s}$$

Tramo (CRP2 – J3):

$$V = 1.9735 * \frac{0.056}{0.901^2}$$

$$V = 0.136 \text{ m/s}$$

Tramo (J2 – J4):

$$V = 1.9735 * \frac{1.183}{1.71^2}$$

$$V = 0.798 \text{ m/s}$$

Tramo (J4 – J5):

$$V = 1.9735 * \frac{0.052}{1.16^2}$$

$$V = 0.076 \text{ m/s}$$

Tramo (J4 – J6):

$$V = 1.9735 * \frac{0.955}{1.71^2}$$

$$V = 0.645 \text{ m/s}$$

Los cálculos de los siguientes tramos se mostraran posteriormente en una hoja de Excel.

➤ **Cálculo de la Pérdida de Carga Unitaria (hf):**

Conocidos los valores del caudal ficticio (Qfi) y diámetro (D) de tubería para cada tramo, se calcula la pérdida de carga unitaria (hf) utilizando la ecuación de Hazen y Williams

$$Q = 0.0004264 * C * D_{int.}^{2.64} * hf^{0.54}$$

Tramo (J1 – CRP1):

$$hf = \left(\frac{1.64}{0.0004264 * 150 * 1.71^{2.64}} \right)^{1/0.54}$$
$$hf = 29.5153 \text{ m/km}$$

Tramo (CRP1 – J2):

$$hf = \left(\frac{1.518}{0.0004264 * 150 * 1.71^{2.64}} \right)^{1/0.54}$$
$$hf = 25.5786 \text{ m/km}$$

Tramo (J2 – CRP2):

$$hf = \left(\frac{0.152}{0.0004264 * 150 * 0.901^{2.64}} \right)^{1/0.54}$$
$$hf = 8.2703 \text{ m/km}$$

Tramo (CRP2 – J3):

$$hf = \left(\frac{0.056}{0.0004264 * 150 * 0.901^{2.64}} \right)^{1/0.54}$$
$$hf = 1.3015 \text{ m/km}$$

Tramo (J2 – J4):

$$hf = \left(\frac{1.183}{0.0004264 * 150 * 1.71^{2.64}} \right)^{1/0.54}$$
$$hf = 16.1193 \text{ m/km}$$

Tramo (J4 – J5):

$$hf = \left(\frac{0.052}{0.0004264 * 150 * 1.16^{2.64}} \right)^{1/0.54}$$
$$hf = 0.3299 \text{ m/km}$$

Los cálculos de los siguientes tramos se mostraran posteriormente en una hoja de Excel.

➤ **Calculo de pérdida de Carga por tramo (Hf):**

La pérdida de carga por tramo (Hf) será igual a:

$$Hf = Long. del tramo * hf$$

Tramo (J1 – CRP1):

$$hf = 161.010 m * 0.0295 m/m$$

$$Hf = 4.752 m.$$

Tramo (CRP1 – J2):

$$hf = 86.060 m * 0.0256 m/m$$

$$Hf = 2.201 m.$$

Tramo (J2 – CRP2):

$$hf = 79.490 m * 0.0083 m/m$$

$$Hf = 0.657 m.$$

Tramo (CRP2 – J3):

$$hf = 113.490 m * 0.0013 m/m$$

$$Hf = 0.148 m.$$

Tramo (J2 – J4):

$$hf = 204.45 m * 0.0161 m/m$$

$$Hf = 3.296 m.$$

Tramo (J4 – J5):

$$hf = 104.870 m * 0.0003 m/m$$

$$Hf = 0.035 m.$$

Tramo (J4 – J6):

$$hf = 44.830 m * 0.011 m/m$$

$$Hf = 0.491 m.$$

Tramo (J6 – J7):

$$hf = 120.920 m * 0.007 m/km$$

$$Hf = 0.786 m.$$

Los cálculos de los siguientes tramos se mostraran posteriormente en una hoja de Excel.

➤ **Cálculo de las cotas Piezométricas inicial y final:**

Para el cálculo de las cotas piezométricas de la red, se empezó primero analizar el tramo de la línea de aducción.

La cota piezométrica inicial será igual a la cota piezométrica final del tramo anterior. Se diseñó considerando el gasto o consumo máximo horario (Qmh).

Cota Piez. (i) = 1548.50 m.s.n.m. (R-1)

Cota Piez. (f) = 1545.895 m.s.n.m. (R-1).

A partir de este resultado se procede a calcular las cotas piezométricas en los diferentes tramos de la red.

Tramo (J1 – CRP1):

$$Cota\ Piez.\ (i) = CotaPiez.\ (f)(R - 1)$$

$$Cota\ Piez.\ (i) = 1545.895\ m.\ s.\ n.\ m.$$

$$Cota\ Piez.\ (f) = CotaPiez.\ (i) - Hf(J1 - CRP1)$$

$$Cota\ Piez.\ (f) = 1545.895 - 4.752$$

$$Cota\ Piez.\ (f) = 1541.143\ m.\ s.\ n.\ m.$$

Tramo (CRP1 – J2):

$$Cota\ Piez.\ (i) = Cota\ terreno$$

$$Cota\ Piez.\ (i) = 1513.50\ m.\ s.\ n.\ m.$$

$$Cota\ Piez.\ (f) = CotaPiez.\ (i) - Hf(CRP1 - J2)$$

$$Cota\ Piez.\ (f) = 1513.50 - 2.201$$

$$Cota\ Piez.\ (f) = 1511.299\ m.\ s.\ n.\ m.$$

Tramo (J2 – CRP2):

$$Cota\ Piez.\ (i) = CotaPiez.\ (f)(CRP1 - J2)$$

$$Cota\ Piez.\ (i) = 1511.299\ m.\ s.\ n.\ m.$$

$$Cota\ Piez.\ (f) = CotaPiez.\ (i) - Hf(J2 - CRP2)$$

$$Cota\ Piez.\ (f) = 1511.299 - 0.657$$

$$Cota\ Piez.\ (f) = 1510.642\ m.\ s.\ n.\ m.$$

Tramo (CRP2 – J3):

$$Cota\ Piez.\ (i) = Cota\ terreno$$

$$Cota\ Piez.\ (i) = 1473.50\ m.\ s.\ n.\ m.$$

$$Cota\ Piez.\ (f) = CotaPiez.\ (i) - Hf(CRP2 - J3)$$

$$Cota\ Piez.\ (f) = 1473.50 - 0.148$$

$$Cota\ Piez.\ (f) = 1473.352\ m.\ s.\ n.\ m.$$

Tramo (J2 – J4):

$$Cota\ Piez.\ (i) = CotaPiez.\ (f)(CRP1 - J2)$$

$$Cota\ Piez.\ (i) = 1511.299\ m.\ s.\ n.\ m.$$

$$Cota\ Piez.\ (f) = CotaPiez.\ (i) - Hf(J2 - J4)$$

$$Cota\ Piez.\ (f) = 1511.299 - 3.296$$

$$Cota\ Piez.\ (f) = 1508.003\ m.\ s.\ n.\ m.$$

Tramo (J4 – J5):

$$Cota\ Piez.\ (i) = CotaPiez.\ (f)(J2 - J4)$$

$$Cota\ Piez.\ (i) = 1508.003\ m.\ s.\ n.\ m.$$

$$Cota\ Piez.\ (f) = CotaPiez.\ (i) - Hf(J4 - J5)$$

$$Cota\ Piez.\ (f) = 1508.003 - 0.035$$

$$Cota\ Piez.\ (f) = 1507.968\ m.\ s.\ n.\ m.$$

Tramo (J4 – J6):

$$Cota\ Piez.\ (i) = CotaPiez.\ (f)(J2 - J4)$$

$$Cota\ Piez.\ (i) = 1508.003\ m.\ s.\ n.\ m.$$

$$Cota\ Piez.\ (f) = CotaPiez.\ (i) - Hf(J4 - J5)$$

$$Cota\ Piez.\ (f) = 1508.003 - 0.491$$

$$Cota\ Piez.\ (f) = 1507.512\ m.\ s.\ n.\ m.$$

Se continuó con los demás cálculos aplicando el mismo procedimiento, luego se mostrara en un cuadro de resultados.

➤ **Cálculo de las Presiones por tramo (P):**

La presión en cualquier punto de la red será igual a la diferencia entre la cota piezométrica y la cota del terreno.

$$Presión(i) = CotaPiez. (i) - Cota terreno (i)$$

$$Presión(f) = CotaPiez. (f) - Cota terreno (f)$$

Tramo (J1 – CRP1):

$$Presión(i) = 1545.895 - 1533.10 = \mathbf{12.80 \text{ m. c. a.}}$$

$$Presión(f) = 1541.143 - 1513.50 = \mathbf{27.64 \text{ m. c. a.}}$$

Tramo (CRP1 – J2):

$$Presión(i) = 1513.50 - 1513.50 = \mathbf{0.0 \text{ m. c. a.}}$$

$$Presión(f) = 1511.299 - 1496.535 = \mathbf{14.76 \text{ m. c. a.}}$$

Tramo (J2 – CRP2):

$$Presión(i) = 1511.299 - 1496.535 = \mathbf{14.76 \text{ m. c. a.}}$$

$$Presión(f) = 1510.642 - 1473.50 = \mathbf{37.14 \text{ m. c. a.}}$$

Tramo (CRP2 – J3):

$$Presión(i) = 1473.50 - 1473.50 = \mathbf{0.00 \text{ m. c. a.}}$$

$$Presión(f) = 1473.352 - 1433.031 = \mathbf{40.32 \text{ m. c. a.}}$$

Tramo (J2 – J4):

$$Presión(i) = 1511.299 - 1496.535 = \mathbf{14.76 \text{ m. c. a.}}$$

$$Presión(f) = 1508.003 - 1474.291 = \mathbf{33.71 \text{ m. c. a.}}$$

Tramo (J4 – J5):

$$Presión(i) = 1508.003 - 1474.291 = \mathbf{33.71 \text{ m. c. a.}}$$

$$Presión(f) = 1507.968 - 1479.571 = \mathbf{28.40 \text{ m. c. a.}}$$

Tramo (J4 – J6):

$$Presión(i) = 1508.003 - 1474.291 = \mathbf{33.71 \text{ m. c. a.}}$$

$$Presión(f) = 1507.512 - 1471.334 = \mathbf{36.18 \text{ m. c. a.}}$$

Tramo (J6 – J7):

$$Presión(i) = 1507.512 - 1471.334 = \mathbf{36.18 \text{ m. c. a.}}$$

$$Presión(f) = 1506.75 - 1458.064 = \mathbf{48.69 \text{ m. c. a.}}$$

4.9.3. Desarrollo a través de tablas en Excel.

A través de una hoja de cálculo en Excel se ha realizado los cálculos hidráulicos para la red de distribución, comprobando así los resultados obtenidos de los cálculos matemáticos anteriormente, a continuación se mostraran los resultados:

Tabla 18.Cálculo Hidráulico de la Red de Distribución.

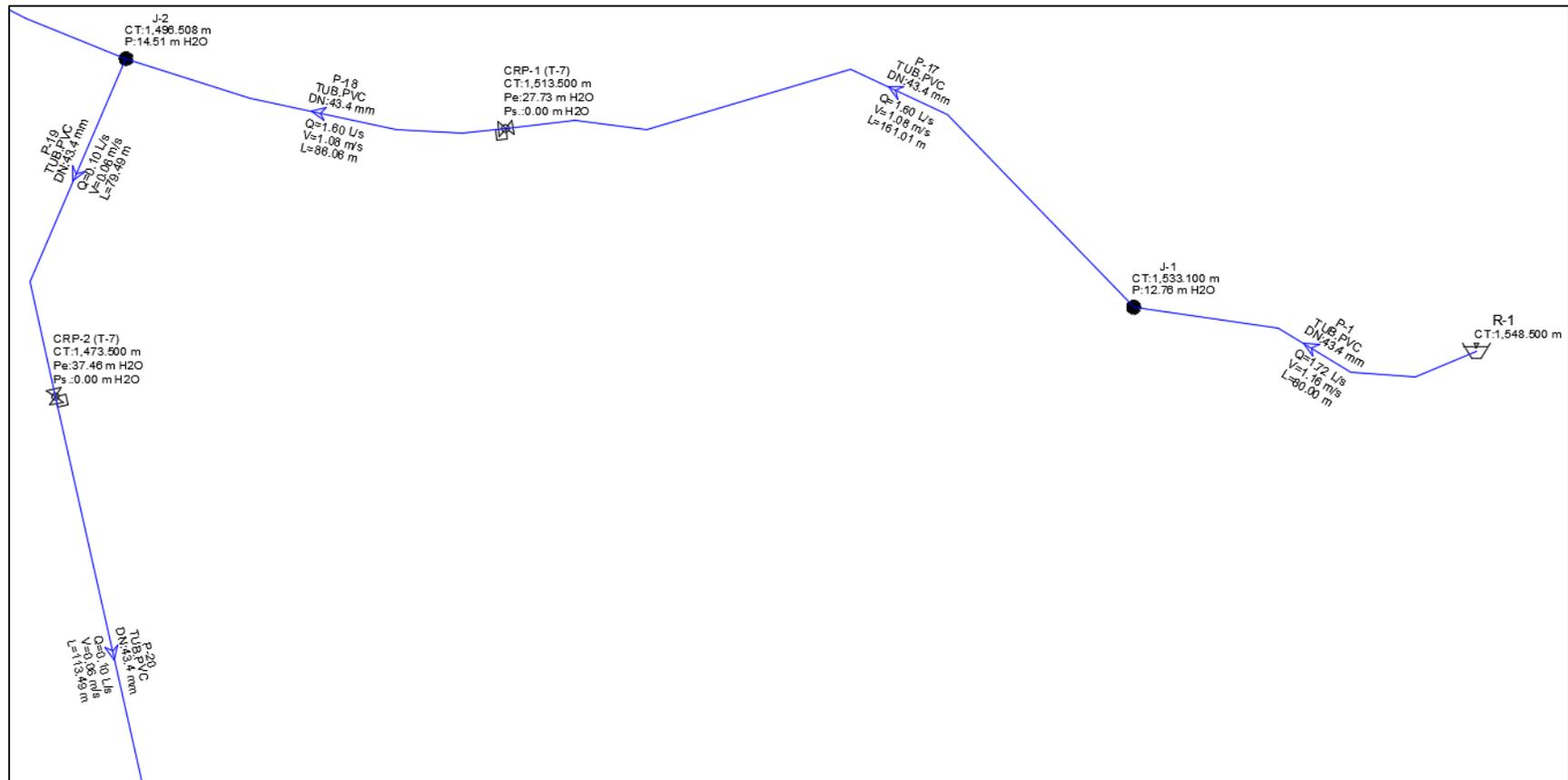
TRAMO	GASTO (l/s)				LONGITUD L (m)	DIAM. D (Pulg.)	VELOC. V (m/s)	PERDIDA DE CARGA		COTA PIEZOMETRICA (m.s.n.m)		COTA DEL TERRENO (m.s.n.m)		PRESION (m)	
	INICIAL Qi	MARCHA QM	FINAL Qf	FICTICIO Qfi				UNIT. o/oo	TRAMO (m)	INICIAL	FINAL	INICIAL	FINAL	INICIAL	FINAL
Resv. - J1	1.720	0.079	1.720	1.720	80.000	1.71	1.161	32.125	2.57	1548.50	1545.93	1548.50	1533.10	0.00	12.83
J1 - CRP-1	1.720	0.160	1.560	1.640	161.010	1.71	1.107	29.416	4.74	1545.93	1541.19	1533.10	1513.50	12.83	27.69
CRP-1 - J2	1.560	0.085	1.475	1.518	86.060	1.71	1.024	25.480	2.19	1513.50	1511.31	1513.50	1496.54	0.00	14.77
J2 - CRP-2	0.191	0.079	0.112	0.152	79.490	0.90	0.368	8.203	0.65	1511.31	1510.66	1496.54	1473.50	14.77	37.16
CRP-2 - J3	0.112	0.112	0.000	0.056	113.490	0.90	0.136	1.301	0.15	1473.50	1473.35	1473.50	1433.03	0.00	40.32
J2 - J4	1.284	0.203	1.081	1.183	204.450	1.71	0.798	16.062	3.28	1511.31	1508.02	1496.54	1474.29	14.77	33.73
J4 - J5	0.104	0.104	0.000	0.052	104.870	1.16	0.076	0.330	0.03	1508.02	1507.99	1474.29	1479.57	33.73	28.42
J4 - J6	0.977	0.044	0.933	0.955	44.830	1.71	0.645	10.817	0.48	1508.02	1507.54	1474.29	1471.33	33.73	36.20
J6 - J7	0.321	0.120	0.201	0.261	120.920	1.16	0.383	6.532	0.790	1507.54	1506.75	1471.33	1458.06	36.20	48.68
J7 - J8	0.059	0.059	0.000	0.030	59.330	0.90	0.072	0.398	0.02	1506.75	1506.72	1458.06	1450.02	48.68	56.71
J7 - J9	0.142	0.142	0.000	0.071	143.640	0.90	0.173	2.018	0.29	1506.75	1506.46	1458.06	1458.49	48.68	47.97
J6 - J10	0.612	0.340	0.272	0.442	342.990	1.71	0.298	2.601	0.89	1507.54	1506.65	1471.33	1472.56	36.20	34.08
J10 - J11	0.052	0.052	0.000	0.026	52.300	1.16	0.038	0.092	0.00	1506.65	1506.64	1472.56	1485.48	34.08	21.17
J10 - J12	0.220	0.062	0.158	0.189	62.400	1.71	0.128	0.540	0.03	1506.65	1506.61	1472.56	1469.44	34.08	37.17
J12 - J13	0.040	0.040	0.000	0.020	40.230	1.16	0.029	0.056	0.00	1506.61	1506.61	1469.44	1472.18	37.17	34.44
J12 - J14	0.118	0.118	0.000	0.059	119.250	0.90	0.143	1.433	0.17	1506.61	1506.44	1469.44	1461.08	37.17	45.36
		1.720			1735.260										

Fuente: Elaborado por los autores. (2019).

4.9.4. Modelamiento hidráulico en el software Watergems V8i Ss6

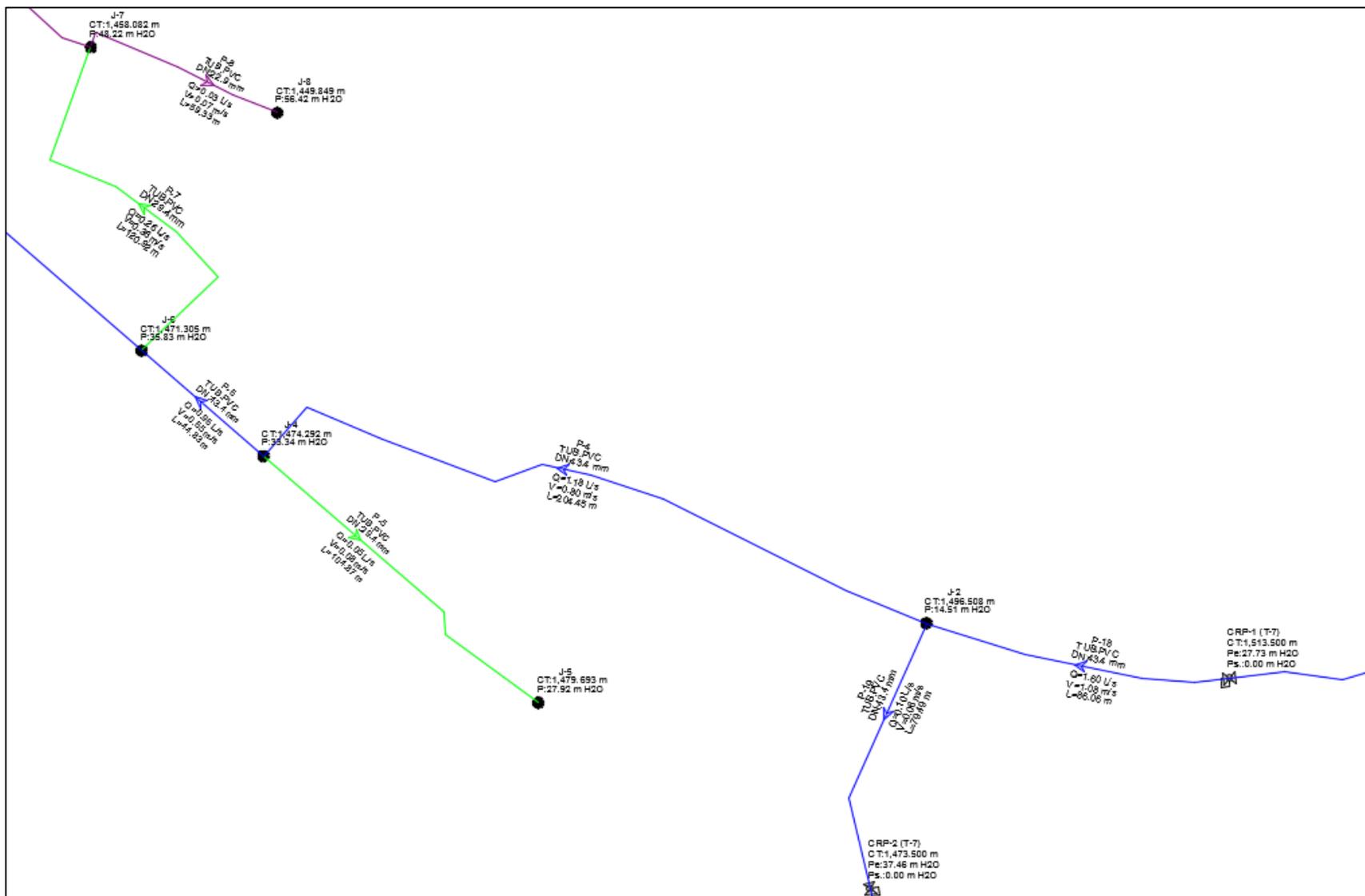
Para realizar el modelamiento hidráulico, se consideró los siguientes datos; el caudal máximo horario (Qmh), la topología (DXF) y la topografía (DXF). Se realizó el modelamiento hidráulico mediante el método de diseño Longitud Equivalente. A continuación se mostrará los resultados obtenidos en el software WaterGEMS.

Figura 38.Vista en Planta del diseño – Red de distribución. (Parte 01)



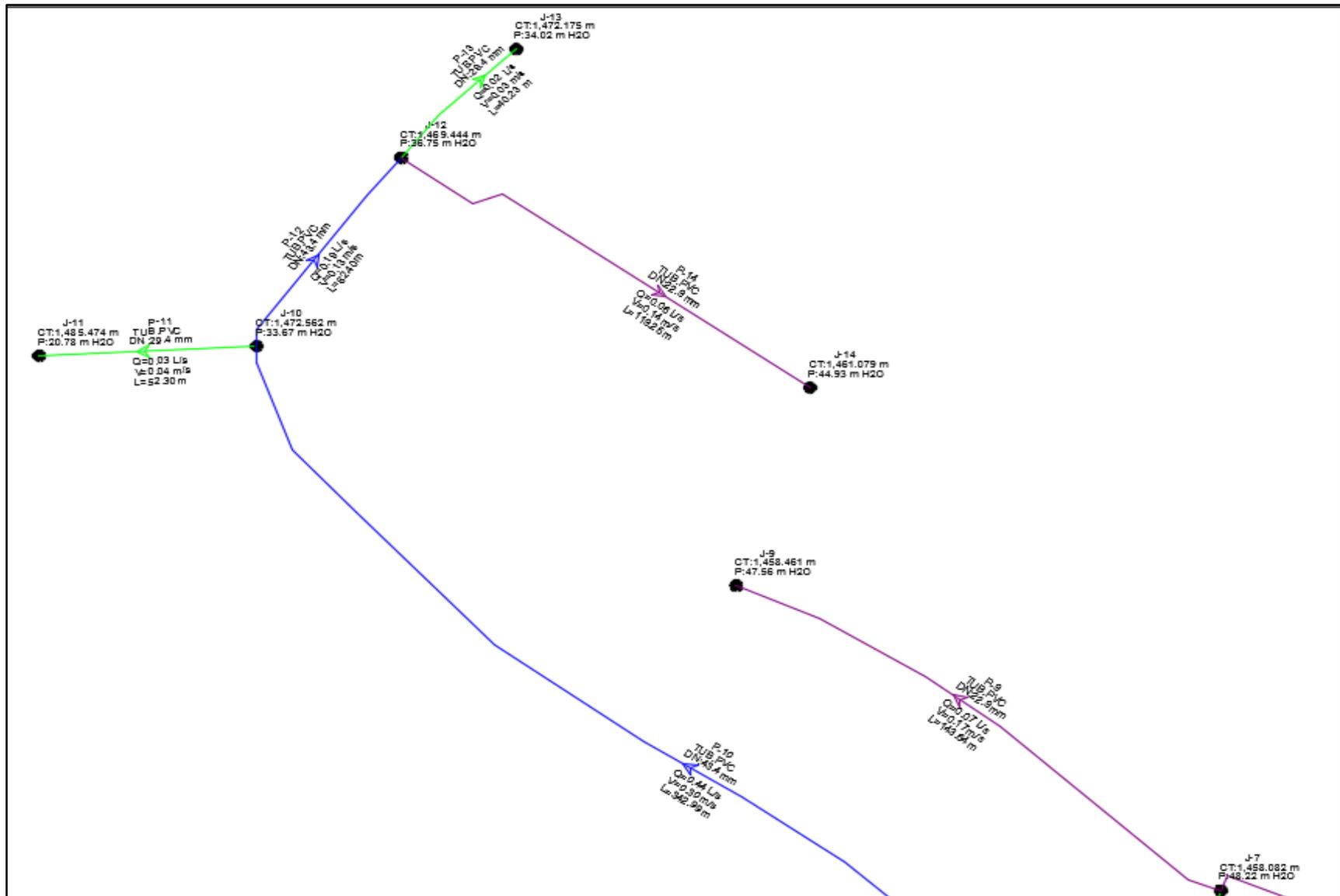
Fuente: Elaborado por los autores. (2019).

Figura 39.Vista en Planta del diseño – Red de distribución. (Parte 02)



Fuente: Elaborado por los autores. (2019).

Figura 40. Vista en Planta del diseño – Red de distribución. (Parte 03)



Fuente: Elaborado por los autores. (2019).

Tabla 19. Resultados del modelamiento hidráulico por el Método Longitud Equivalente – Red de Distribución.

MODELAMIENTO HIDRÁULICO DE LA RED DE DISTRIBUCIÓN														
Tramo	Longitud (m)	Nodo Inicial	Nodo Final	Diametro int. (mm)	Material	Hazen-Williams C	Caudal (L/s)	Velocidad (m/s)	Pérdida de Carga (m/m)	Nodo	Elevacion (m)	Demanda (L/s)	Cota Piez. (m)	Presion (m H2O)
P-1	80.00	R-1	J-1	43.4	PVC	150	1.72	1.16	0.0330	J-1	1533.100	0.12	1545.88	12.76
P-4	204.45	J-2	J-4	43.4	PVC	150	1.18	0.80	0.0160	J-2	1496.508	0.32	1511.04	14.51
P-5	104.87	J-4	J-5	29.4	PVC	150	0.05	0.08	0.0000	J-3	1432.906	0.1	1473.48	40.49
P-6	44.83	J-4	J-6	43.4	PVC	150	0.96	0.65	0.0110	J-4	1474.292	0.18	1507.70	33.34
P-7	120.92	J-6	J-7	29.4	PVC	150	0.26	0.38	0.0070	J-5	1479.693	0.05	1507.67	27.92
P-8	59.33	J-7	J-8	22.9	PVC	150	0.03	0.07	0.0000	J-6	1471.305	0.25	1507.21	35.83
P-9	143.64	J-7	J-9	22.9	PVC	150	0.07	0.17	0.0020	J-7	1458.082	0.16	1506.40	48.22
P-10	342.99	J-6	J-10	43.4	PVC	150	0.44	0.30	0.0030	J-8	1449.849	0.03	1506.38	56.42
P-11	52.30	J-10	J-11	29.4	PVC	150	0.03	0.04	0.0000	J-9	1458.461	0.07	1506.11	47.56
P-12	62.40	J-10	J-12	43.4	PVC	150	0.19	0.13	0.0010	J-10	1472.562	0.23	1506.30	33.67
P-13	40.23	J-12	J-13	29.4	PVC	150	0.02	0.03	0.0000	J-11	1485.474	0.03	1506.30	20.78
P-14	119.25	J-12	J-14	22.9	PVC	150	0.06	0.14	0.0010	J-12	1469.444	0.11	1506.27	36.75
P-17	161.01	J-1	CRP-1 (T-7)	43.4	PVC	150	1.60	1.08	0.0290	J-13	1472.175	0.02	1506.27	34.02
P-18	86.06	CRP-1 (T-7)	J-2	43.4	PVC	150	1.60	1.08	0.0290	J-14	1461.079	0.06	1506.10	44.93
P-19	79.49	J-2	CRP-2 (T-7)	43.4	PVC	150	0.10	0.06	0.0000					
P-20	113.49	CRP-2 (T-7)	J-3	43.4	PVC	150	0.10	0.06	0.0000					

Fuente: Elaborado por los autores. (2019).

4.10. Diseño la cámara rompe presión para redes de distribución (T-7).

Para el diseño de la cámara rompe presión se consideró los siguientes criterios técnicos según la Norma Técnica de Diseño: **Opciones Tecnológicas para Sistemas de Saneamiento en el Ámbito Rural (2018)**.

- En caso exista un fuerte desnivel entre el reservorio y algunos sectores o puntos de la red de distribución, pueden generarse presiones superiores a la presión máxima que puede soportar la tubería. Es por ello que se sugiere la instalación de cámaras rompe presión (CRP-T7) cada 50 m de desnivel.
- La altura de la cámara se calculará mediante la suma de tres conceptos:
 - Altura mínima de salida, mínimo 10 cm.
 - Resguardo a borde libre, mínimo 40 cm.
 - Carga de agua requerida, calculada aplicando la ecuación de Bernoulli para que el caudal de salida pueda fluir.
- La cámara debe incluir un aliviadero o rebose.
- Por estandarización se asumió un Qmh de 2.0 l/seg.

4.10.1. Diseño hidráulico y dimensionamiento

- **Cálculo de la altura de la Cámara Rompe Presión (Ht)**

$$H_t = A + H + x \text{ BL}$$

Donde:

g: aceleración de la gravedad (9,81 m/s²)

A: altura hasta la canastilla (se recomienda como mínimo 10 cm)

BL: borde libre (se recomienda 40 cm)

Qmh: caudal máximo horario (l/s).

- **Cálculo de la carga requerida (H).**

$$H = 1.56 \frac{V^2}{2g} \text{ y } V = 1.9735 * \frac{Q}{D^2}$$

$$V = 1.9735 * \frac{2.0}{1.5^2}$$

$$V = 1.75 \text{ m/seg.}$$

Luego de encontrar la velocidad, encontramos H.

$$H = 1.56 \frac{(1.75)^2}{2 * 9.81}$$

$$H = 0.244 \text{ m.}$$

Por la tanto se asumirá un valor de **H: 0.40** m.

- **Cálculo del área de la tubería de salida a la red de distribución (A_o).**

$$A_o = \pi \frac{D_c^2}{4}$$

Donde:

D_c: diámetro de la tubería de salida a la red de distribución (pulg)

A_o: área de la tubería de salida a la red de distribución (m²).

$$A_o = \pi \frac{(1.5 * 0.0254)^2}{4}$$

$$A_o = 0.00114 \text{ m}^2$$

Luego se pasara a reemplazar en la siguiente fórmula:

$$H_t = A + H + x \text{ BL}$$

$$H_t = 0.10 + 0.40 + 0.40$$

$$H_t = 0.90 \text{ m.}$$

4.10.2. Dimensionamiento de la sección de la base de la cámara rompe presión.

Para el dimensionamiento de la base de la Cámara Rompe Presión se toman en cuenta las siguientes consideraciones:

- El Tiempo de descarga por el orificio; el orificio viene a ser el diámetro calculado de la red de distribución que descarga una altura de agua desde el nivel de la tubería de rebose hasta el nivel de la altura del orificio.
- El volumen de almacenamiento máximo de la cámara rompe presión es calculado multiplicando el valor del área de la base por la altura total de agua (m³).

- **Cálculo de la altura total de agua almacenado en la CRP hasta la tubería de rebose (Ht)**

$$H_t = A + H$$

Donde:

A: altura de la canastilla (cm)

H: altura de agua para facilitar el paso de todo el caudal a la línea de conducción (cm)

Ht: altura total de agua almacenado en la CRP hasta el nivel de la tubería de rebose (cm).

$$H_t = 0.10 + 0.40$$

$$H_t = 0.50 \text{ m.}$$

- **Cálculo del tiempo de descarga a la red de distribución, es el tiempo que se demora en descargar la altura de agua H.**

$$t = \frac{2A_b \times H^{0.5}}{C_d \times A_o \times \sqrt{2g}}$$

Donde:

H: altura de agua para facilitar el paso de todo el caudal a la línea de conducción (cm)

Cd: coeficiente de distribución o de descarga de orificios circulares (0,8)

Ao: área del orificio de salida (área de la tubería de la línea de conducción)

g: aceleración de la gravedad (m/s)

Ab: área de la sección interna de la base (m2)

Finalmente se pasara a calcular (t):

$$t = \frac{2(0.64) \times 0.40^{0.5}}{0.80 \times 0.00114 \times \sqrt{2(9.81)}}$$

$$t = 200.40 \text{ seg.} \gg t = 200.40/60$$

$$t = 3.34 \text{ min.}$$

- **Calculo del Área de la sección interna de la base (Ab).**

$$A_b = a \times b$$

Donde:

a: lado de la sección interna de la base (m) se asume a: 0.80 m.

b : lado de la sección interna de la base (m) se asume b: 0.80 m.

$$A_b = 0.80 \times 0.80$$

$$A_b = \mathbf{0.64 \text{ m}^2}$$

- **Cálculo del volumen de almacenamiento máximo dado para HT.**

$$V_{max} = A_b \times Ht$$

$$V_{max} = 0.64 \times 0.50$$

$$V_{max} = \mathbf{0.32 \text{ m}^3}$$

Luego las medidas interiores de la Cámara Rompe Presión serán:

$$L.A.H. = \mathbf{0.80 \text{ m.} \times 0.80 \text{ m.} \times 0.90 \text{ m.}}$$

- **Dimensionamiento de la canastilla**

$$V_{canastilla} = 2 \times D_c$$

$$V_{canastilla} = 2 \times 1.5$$

$$V_{canastilla} = \mathbf{3.0 \text{ pulg.}}$$

Donde:

D canastilla: diámetro de la canastilla (pulg)

Dc: diámetro de la tubería de salida a la red de distribución (pulg)

L diseño: longitud de diseño de la canastilla (cm), 3Dc y 6Dc (cm)

$$3D_c < L_{diseño} < 6D_c$$

$$L_1 = 3D_c \gg L_1 = 4.5 \text{ pulg.} = 11.43 \text{ cm.}$$

$$L_2 = 6D_c \gg L_2 = 9 \text{ pulg.} = 22.86 \text{ cm.}$$

$$\mathbf{Asumiendo como } L_{diseño} = \mathbf{20 \text{ cm.}}$$

Calculo del área de ranura.

Se considera lo siguiente:

AR: ancho de la ranura (5 mm)

LR: largo de la ranura. (7 mm)

$$A_r = AR \times LR$$

$$A_r = 7mm \times 5mm = 35 mm^2$$

$$A_r = 35 \times 10^{-2} cm^2.$$

Área total de ranuras $A_t = 2 A_c$, considerando A_c como el área transversal de la tubería de salida.

$$A_t = 2 \times A_c$$

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

Donde:

A_t : área total de las ranuras (m)

A_c : área de la tubería de salida a la línea de distribución (m²)

Reemplazaremos primero en la fórmula de (A_c)

$$A_c = \frac{\pi D_s^2}{4}$$

$$A_c = \frac{\pi(1.5)^2}{4}$$

$$A_c = 11.40 cm^2$$

Finalmente se procedió a calcular (A_t).

$$A_t = 2 \times A_c$$

$$A_t = 2 \times 11.40$$

$$A_t = 22.80 cm^2$$

Calculo del área lateral de la granada (Canastilla):

$$A_g = 0.5\pi x D_c x L_{diseño}$$

Donde:

Ag: área lateral de la canastilla (m2)

NR: número de ranuras de la canastilla (und.)

$$A_g = 0.5\pi x 3 x 20$$

$$A_g = \mathbf{0.024 m^2}$$

El número de ranuras resulta:

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

$$N^{\circ} \text{ de ranuras} = \frac{22.80 \text{ cm}^2}{35x10^{-2} \text{ cm}^2}$$

$$N^{\circ} \text{ de ranuras} = \mathbf{65 \text{ ranuras.}}$$

- **Cálculo del diámetro de tubería del cono de rebose y limpieza.**

El rebose se instala directamente a la tubería de limpieza que realizar la limpieza y evacuación del agua de la cámara húmeda. La tubería de rebose y limpia tienen el mismo diámetro y se calcula mediante la siguiente ecuación:

$$D = 0.71x \frac{Q_{mh}^{0.38}}{h_f^{0.21}}$$

Donde:

D: diámetro del tubo de rebose y limpia (pulg)

Qmh: caudal de la salida de la red de distribución (caudal máximo horario) (l/s)

hf: pérdida de carga unitaria (m/m). 0.015

$$D = 0.71x \frac{(2.0)^{0.38}}{(0.015)^{0.21}}$$

$$D = \mathbf{2.23 \text{ pulg.}} \gg \mathbf{D = 2 \text{ pulg.}}$$

Luego el cono de Rebose será de 2 x 4 pulg.

4.11. Conexión domiciliaria

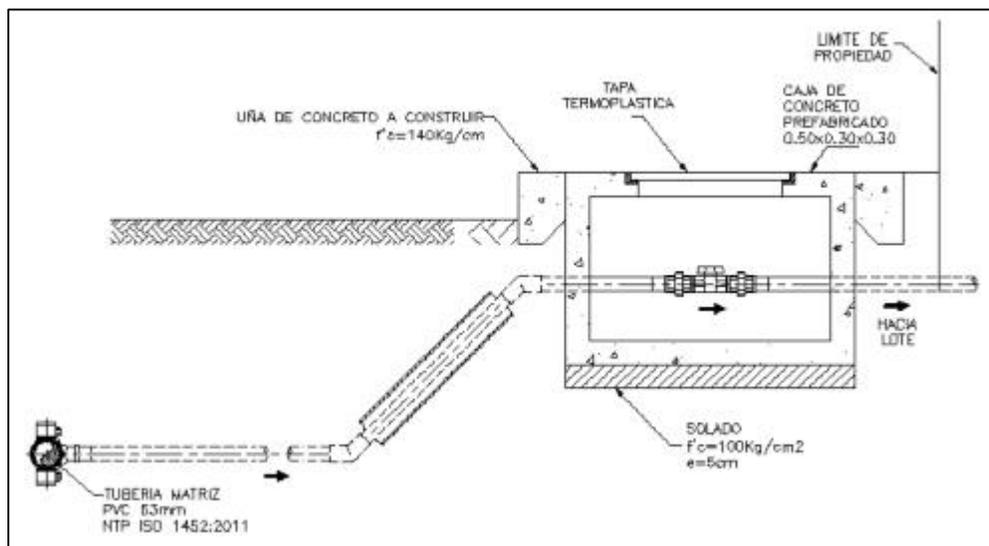
Se define como la conexión del servicio público a un predio urbano o a un espacio público determinado, desde la red principal hasta la fachada o vereda adyacente, que incluye la instalación de un elemento de control o registro de consumo de servicio, y se darán en función de la cantidad de familias, instituciones, postas y demás que se considere dentro del proyecto.

Las conexiones domiciliarias se realizarán en diámetros de 15 o 20 mm ($\frac{1}{2}$ " o $\frac{3}{4}$ ").

La acometida es desde la red principal hasta la caja de paso, se tendrá dos diámetros de conexión:

- Conexión domiciliaria, con tubería DN 1/2" PVC SP, C -10
- Conexión para instituciones, con tubería DN 3/4" PVC SP, C -10.
- Conexiones de piletas públicas con tubería DN 20 mm como mínimo.

Figura 41. Conexión domiciliaria.



Fuente: Opciones Tecnológicas para Sistemas de Saneamiento en el
Ámbito Rural (2018).

V. DISEÑO DE UN SISTEMA DE ALCANTARILLADO SANITARIO.

A continuación, se procedió a plasmar los resultados obtenidos durante el trabajo de campo y de gabinete de todo el sistema de alcantarillado sanitario que se desarrolló.

5.1. Cálculos de los Parámetros de diseño.

5.1.1. Periodo de diseño.

La solución técnica que resulta optima desde el punto de vista económico, es aquella que reduce al mínimo la suma descontada de los costos de inversión y operación durante el periodo analizado. La condición se puede expresar abreviadamente del siguiente modo:
Modelo de expresión sin déficit inicial.

$$X = \frac{2.6 * (1-\alpha)^{1.12}}{r}$$

DONDE:

X: Periodo optimo sin déficit.

α : Factor de economía sin escala.

r: Tasa de interés (10-12%)

Tabla 20. Factores de economía de escala de algunos componentes.

COMPONENTE	FACTORES DE ECONOMIA DE ESCALA α
REDES DE AGUA POTABLE Y ALCANTARILLADO	0.3
COLECTORES PRINCIPALES	0.16
EMISORES	0.29
EQUIPOS DE BOMBEO DE AGUAS RESIDUALES	0.49

Fuente: Elaborado por los autores. (2019).

Asumimos el promedio de las primeras ya que son componentes del proyecto (redes de agua potable y alcantarillado, colectores principales y emisores.

$$\alpha \text{ Promedio} = 0.25$$

Para los diferentes componentes del sistema de desagüe se sugieren los siguientes periodos de diseño:

Tabla 21. Vida útil de cada componente.

COMPONENTE	VIDA UTIL
Colectores secundarios	25 años o mas
Colectores principales, emisores, interceptores	40 a 50 años
Planta de tratamiento	10 a 15 años

Fuente: Elaborado por los autores. (2019).

Aplicando la siguiente formula:

Donde:

r: 10%

α : 0.25.

$$X = \frac{2.6 * (1-\alpha)^{1.12}}{r}$$

$$X = 18.84 \text{ Años.}$$

Para efectos de facilidad de cálculo se asume el periodo de diseño $X = 20$ años.

5.1.2. Población de diseño.

En el caserío existen 155 lotes que serán beneficiados con una densidad de 4.33 hab. /lote, teniendo una población inicial de 672 habitantes en el año 2019.

$$Pd = 672 * \left(1 + \frac{0.34 * 20}{100}\right)$$

$$Pd = 718 \text{ hab.}$$

5.1.3. Dotación.

La dotación de agua para diseño depende de la región geográfica donde se ubica el proyecto, para ello, se consideró la siguientes dotaciones para sistemas de saneamiento con arrastre hidráulico según la siguiente tabla.

Tabla 22. Dotación de agua para sistemas con arrastre hidráulico.

REGIÓN GEOGRÁFICA	DOTACIÓN (l/hab.día)
COSTA	90
SIERRA	80
SELVA	100

Fuente: Opciones Tecnológicas para Sistemas de Saneamiento en el Ámbito Rural (2018).

5.1.4. Variaciones de consumo.

De acuerdo a condiciones de cada ciudad el consumo de agua sufre variaciones diarias determinadas por las estaciones, costumbres, etc. Lo cual hace determinar días del año se presenten máximos y mínimos consumos, igualmente existen horas en que se presentan máximos y mínimos consumos.

El R.N.E. nos recomienda tomar en cuenta los siguientes valores para el coeficiente de variación diario y horario. $K_1 = 1.30$ y $K_2 = 2.0$:

- **Consumo promedio diario.**

$$Q_p = \frac{100 * 718}{86400}$$

$$Q_p = 0.83 \text{ lt/seg.}$$

- **Consumo máximo diario (Qmd).**

$$Q_{md} = 0.83 * 1.30$$

$$Q_{md} = 1.08 \text{ lt /seg.}$$

- **Consumo máximo horario (Qmh).**

$$Q_{mh} = 0.83 * 2.0$$

$$Q_{mh} = 1.66 \text{ lt /seg.}$$

5.2. Caudal de diseño.

El caudal de aguas residuales de una población está compuesto por los siguientes aportes:

5.2.1. Caudal de contribución de alcantarillado (“Qalc.” o “Q1”).

Se considerará que el 80% del caudal de agua potable consumida ingresa al sistema de alcantarillado.

Donde:

Qmh: 1.66 lt /seg.

C: 80 %

$$Q_{alc.} = Q_{mh} * C$$

$$Q_{alc.} = 1.66 * 0.80$$

$$Q_{alc.} = 1.328 \text{ lt /seg.}$$

- **Gasto Unitario “qu”.**

El gasto es el coeficiente utilizado para el cálculo de una red de desagüe y se expresa por metro lineal de tubería o por metro cuadrado de área a drenar.

Las determinaciones del caudal unitario sirven para hallar los caudales que aportan cada tramo de colector.

➤ En función de la longitud de tuberías :

$$Q_{u \text{ Alc.}} = Q_d / L$$

Donde:

Qu Alc.: Gasto unitario (lt/seg.-ml)

Qd: Gasto de diseño (lt /seg.)= 1.33

L: Longitud total de tuberías en (m)= 1533.83

$$Q_{u \text{ Alc.}} = 1.33 / 1533.83$$

$$Q_{u \text{ Alc.}} = 0.000867 \text{ Lt. /seg. -ml}$$

5.2.2. Caudal de agua de infiltración (“Q inf” o “Q2”)

Asimismo deberá considerarse como contribución al alcantarillado, el agua de infiltración, asumiendo un caudal debidamente justificado en base a la permeabilidad del suelo en terrenos saturados de agua freáticas y al tipo de tuberías a emplearse, así como el agua de lluvia que pueda incorporarse por las cámaras de inspección y conexiones.

El reglamento de zonas rurales estable como mínimo **20.000 l/km/día y 380 l/buzón/día.**

- **Gasto Unitario “Qu inf”.**

➤ En función de la longitud de tuberías :

$$Qu\ Inf. = Q - Inf / L$$

Donde:

Qu Inf.: Gasto unitario (lt/seg.-ml)

Q-inf: Q-Inf/86400 (lt /seg.)= 0.000231

L: Longitud total de tuberías en (m)= 1533.83

$$Qu\ Inf. = 0.000231 / 1533.83$$

$$Qu\ Inf. = 0.0000015\ Lt./seg.-ml$$

5.2.3. Infiltración por precipitación pluvial (En buzones) “Qi-LL o “Q3”

Son las aguas que ingresan a las tuberías por los Buzones y buzonetas.

$$Qi - LL = qi * N^{\circ} BZ. / 86400$$

Donde:

qi: lts/buzón * día= 380

N° de buzones= 38

Qi-LL: lt/seg.

$$Qi - LL = 380 * 38 / 86400$$

$$Qi - LL = 0.16712963\ lt/seg.$$

- **Gasto Unitario “qu”.**

➤ En función de la longitud de tuberías :

$$Qu - LL = (Qi - LL) / L$$

Donde:

qu: Gasto unitario (lt/seg.-ml)

Q-LL: (lt /seg.)= 0.16712963

L: Longitud total de tuberías en (m)= 1533.83

$$Qu - LL. = 0.167 / 1533.83$$

$$Qu - LL = 0.0001088\ Lt./seg.-ml$$

5.2.4. Caudal por conexiones erradas (Qe).

Este caudal proviene de las conexiones que equivocadamente se hace de las aguas de lluvias domiciliarias y de conexiones clandestinas.

Después de haber visitado la zona de estudio se determinó que no presentan este tipo de conexiones.

5.2.5. Resultados de los cálculos.

Tabla 23. Resumen de Caudales.

DEMANDA CATASTRAL: EL PROGRESO	
Q Alc (Lt/s)=	1.328
Q inf (Lt/s)=	0.00023148
Q-LL (Lt/s)=	0.16712963
Q Diseño (lt/seg.)	1.50

Fuente: Elaborado por los autores. (2019).

El caudal de diseño es 1.50 lt. /seg., es el caudal a evacuar por las tuberías y buzones de inspección proyectados.

Tabla 24. Resumen de caudal unitario

DEMANDA CATASTRAL: EL PROGRESO	
Q Alc (L/s/m)	0.00086581
Q inf (L/s/m)	1.50917E-07
Q-LL (L/s/m)	0.000108962
Qu diseño (lt/s/m)	0.00097

Fuente: Elaborado por los autores. (2019).

El Qu. Diseño es el gasto de contribución por metro lineal de tubería.

5.3. Trazo preliminar de las redes y buzones de inspección.

Para la identificación del trazo preliminar, se estudió la salida natural del conducto principal de toda el área, debiéndose tener una idea precisa del destino de los desagües:

- Punto de lanzamiento obligatorio.
- Emisor, interceptor u otro conducto que recibirá

- La contribución de toda el área.
- Ubicación de planta de tratamiento de desagües.

Una vez que el trazado de los colectores define, prácticamente, las dimensiones de los mismos, y la localización de los diversos órganos componentes de la red, el estudio detallado de la topografía de un área de proyecto influye decisivamente en el tipo del trazado y en la economía de la obra.

El trazado de los colectores es definido por la localización, en planta, de las cámaras de inspección, que a su vez definen los tramos de los colectores.

El sentido de escurrimiento en los colectores es fijado, en principio, de acuerdo con el declive natural del terreno.

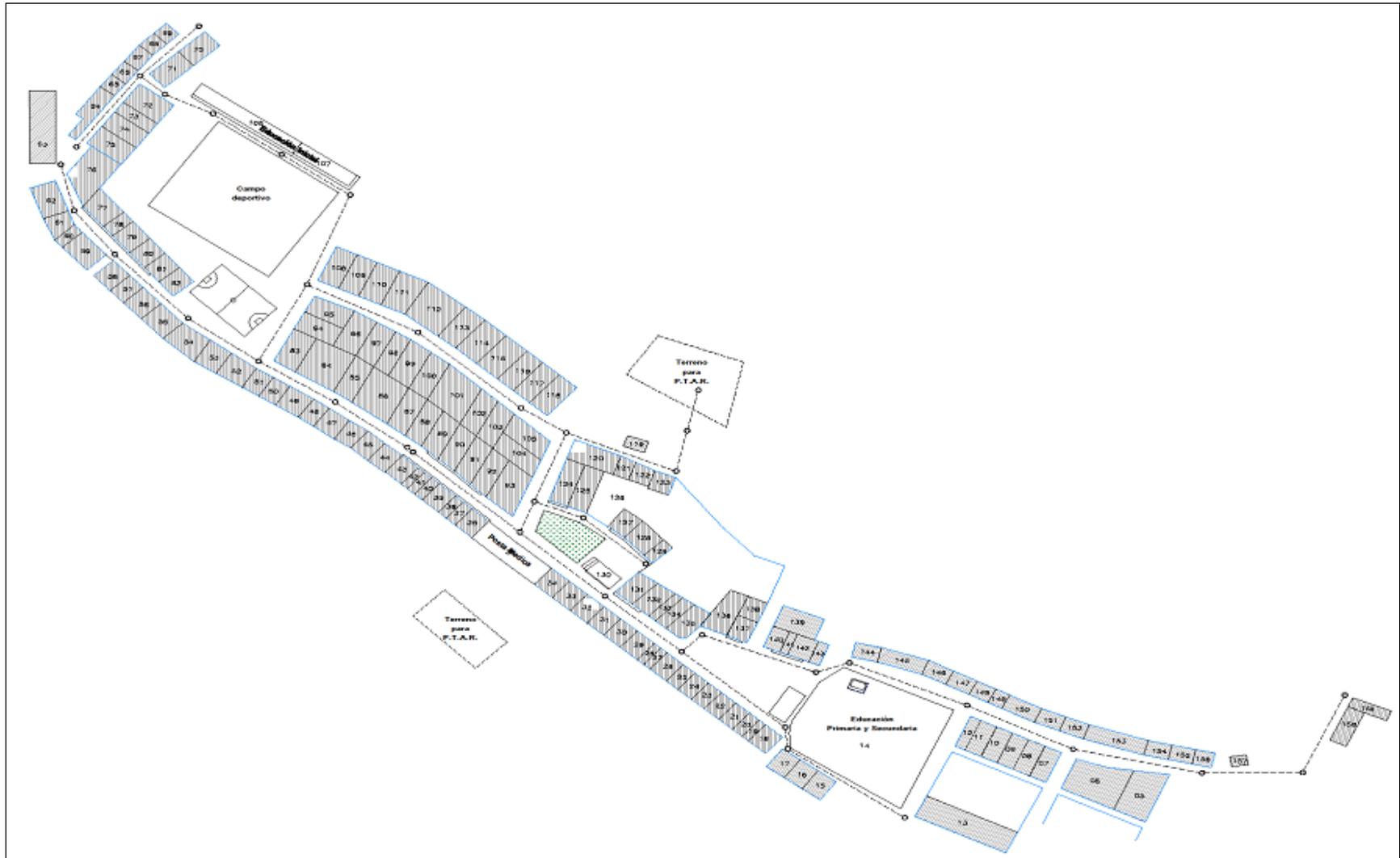
Se realizó un trazado preliminar del sistema, ubicando las cámaras de inspección, en:

El inicio de los tramos de arranque.

- Empalme de colectores.
- Cambios de dirección.
- Cambios de pendientes.
- Cambios de diámetros.
- Cambios de material.
- Lugares donde es necesario por razones de inspección y limpieza.

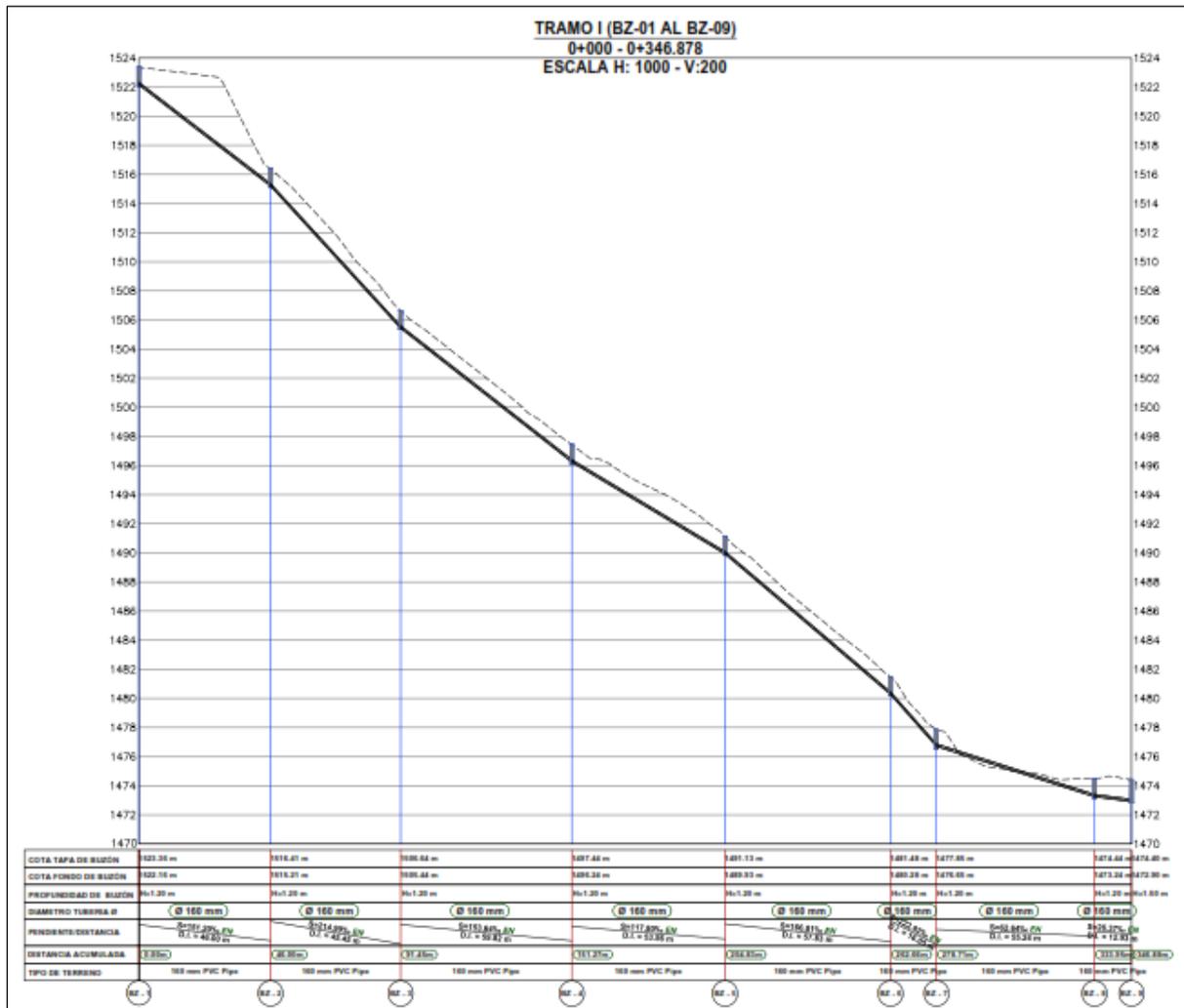
La numeración de las cámaras de inspección se hará empezando del punto de mayor cota topográfica.

Figura 42.Plano en planta – Trazo preliminar de la red y buzones de inspección.



Fuente: Elaborado por los autores. (2019).

Figura 43. Perfil longitudinal – Tramo I (Bz-01 AL Bz-09).



Fuente: Elaborado por los autores. (2019).

5.3.1. Números de tramos.

Para agrupar los tramos se consideró el recorrido del tramo y la ubicación de los buzones de inspección, para luego asignarle su codificación indicada, enumerando los buzones de inspección del final hacia el primero, obteniendo el tramo I, y así sucesivamente se realizó con los siguientes tramos.

Para el planteamiento de los tramos de este proyecto se consideró agrupar 15 tramos de la mejor manera, lo cual nos permitiera desarrollar un diseño acuerdo a la situación actual.

Tabla 25. Tramos y Buzones de Inspección.

Nº DE COLECTOR	TRAMO	
	BUZON ARRIBA	BUZON ABAJO
TRAMO I	Bz - 01	Bz - 02
	Bz - 02	Bz - 03
	Bz - 03	Bz - 04
	Bz - 04	Bz - 05
	Bz - 05	Bz - 06
	Bz - 06	Bz - 07
	Bz - 07	Bz - 08
	Bz - 08	Bz - 09
TRAMO II	Bz - 10	Bz - 11
	Bz - 11	Bz - 12
	Bz - 12	Bz - 09
TRAMO III	Bz - 09	Bz - 13
	Bz - 13	Bz - 14
TRAMO IV	Bz -15	Bz - 14
TRAMO V	Bz - 16	Bz - 17
	Bz - 17	Bz - 18
TRAMO VI	Bz - 19	Bz -20
	Bz - 20	Bz -21
	Bz - 21	Bz -22
	Bz - 22	Bz -18
TRAMO VII	Bz - 23	Bz - 24
TRAMO VIII	Bz - 25	Bz - 24
TRAMO IX	Bz - 24	Bz - 26
	Bz - 26	Bz - 27
	Bz - 27	Bz - 28
	Bz - 28	Bz - 29
	Bz - 29	Bz - 30
TRAMO X	Bz - 18	Bz - 30
TRAMO XI	Bz - 30	Bz - 31
	Bz - 31	Bz - 32
	Bz - 32	Bz - 33
TRAMO XII	Bz - 14	Bz - 34
TRAMO XIII	Bz - 35	Bz - 36
	Bz - 36	Bz - 34
TRAMO XIV	Bz - 34	Bz - 33
TRAMO XV	Bz - 33	Bz - 37
	Bz - 37	Bz - 38
	Bz - 38	PTAR - 1

Fuente: Elaborado por los autores. (2019).

5.3.2. Longitud

La longitud del colector queda definida entre buzones y también se puede evaluar la longitud total del colector.

Tabla 26. Longitud de colectores.

TRAMO		LONGITUD DE BUZON A BUZON
BUZON ARRIBA	BUZON ABAJO	
Bz - 01	Bz - 02	46.00
Bz - 02	Bz - 03	45.45
Bz - 03	Bz - 04	59.82
Bz - 04	Bz - 05	53.56
Bz - 05	Bz - 06	57.83
Bz - 06	Bz - 07	16.05
Bz - 07	Bz - 08	55.24
Bz - 08	Bz - 09	12.93
Bz - 10	Bz - 11	64.69
Bz - 11	Bz - 12	11.71
Bz - 12	Bz - 09	62.14
Bz - 09	Bz - 13	45.97
Bz - 13	Bz - 14	51.61
Bz - 15	Bz - 14	65.00
Bz - 16	Bz - 17	40.96
Bz - 17	Bz - 18	41.04
Bz - 22	Bz - 21	25.66
Bz - 21	Bz - 20	29.99
Bz - 20	Bz - 19	47.75
Bz - 19	Bz - 18	39.53
Bz - 23	Bz - 24	48.00
Bz - 25	Bz - 24	37.71
Bz - 24	Bz - 26	15.00
Bz - 26	Bz - 27	24.07
Bz - 27	Bz - 28	38.06
Bz - 28	Bz - 29	38.06
Bz - 29	Bz - 30	52.14
Bz - 18	Bz - 30	46.88
Bz - 30	Bz - 31	56.40
Bz - 31	Bz - 32	62.00
Bz - 32	Bz - 33	24.48
Bz - 14	Bz - 34	17.87
Bz - 35	Bz - 36	37.67
Bz - 36	Bz - 34	23.83
Bz - 34	Bz - 33	39.92

Bz - 33	Bz - 37	53.82
Bz - 37	Bz - 38	22.50
Bz - 38	PTAR - 1	22.50
LONGITUD TOTAL (m) =		1533.83

Fuente: Elaborado por los autores. (2019).

5.3.3. Cota de tapa y fondo de buzón

La cota de tapa es fijada por la cota de terreno que presenta la topografía de la zona, y la cota de fondo se consideró a través del diseño hidráulico, para luego dar como resultado las alturas de cada de buzón proyectado.

Tabla 27.Cotas y altura de buzones.

# DE BZ	COTA DE TAPA	COTA DE FONDO	ALTURA DE BUZÓN
Bz - 01	1523.359	1522.159	1.20
Bz - 02	1516.407	1515.207	1.20
Bz - 03	1506.629	1505.429	1.20
Bz - 04	1497.446	1496.246	1.20
Bz - 05	1491.130	1489.930	1.20
Bz - 06	1481.500	1480.300	1.20
Bz - 07	1477.916	1476.716	1.20
Bz - 08	1474.438	1473.238	1.20
Bz - 10	1480.697	1479.497	1.20
Bz - 11	1478.194	1476.994	1.20
Bz - 12	1477.168	1475.968	1.20
Bz - 09	1474.393	1472.893	1.50
Bz - 13	1471.357	1470.157	1.20
Bz -15	1470.907	1469.707	1.20
Bz - 16	1471.136	1469.936	1.20
Bz - 17	1467.405	1466.205	1.20
Bz - 22	1472.265	1471.065	1.20
Bz - 21	1470.956	1469.756	1.20
Bz - 20	1470.072	1468.772	1.30
Bz - 19	1466.277	1464.977	1.30
Bz - 23	1470.622	1469.422	1.20
Bz - 25	1471.688	1470.488	1.20
Bz - 24	1469.521	1468.021	1.50
Bz - 26	1465.947	1464.747	1.20
Bz - 27	1462.441	1461.241	1.20

Bz - 28	1462.075	1460.575	1.50
Bz - 29	1460.909	1459.709	1.20
Bz - 18	1465.771	1464.271	1.50
Bz - 30	1458.290	1457.090	1.20
Bz - 31	1457.786	1456.286	1.50
Bz - 32	1457.085	1455.385	1.70
Bz - 14	1469.972	1468.672	1.30
Bz - 35	1469.476	1468.276	1.20
Bz - 36	1469.657	1467.657	2.00
Bz - 34	1466.421	1465.221	1.20
Bz - 33	1456.463	1454.963	1.50
Bz - 37	1454.174	1452.974	1.20
Bz - 38	1442.561	1441.361	1.20

Fuente: Elaborado por los autores. (2019).

5.4. Dimensionamiento hidráulico.

Según la norma **OS.070 (Redes de Aguas Residuales)** nos recomienda considerar los siguientes parámetros de diseño para el cálculo hidráulico de la red de colectores y cámaras de inspección.

5.4.1. Red de colectores.

- En todos los tramos de la red deben calcularse los caudales inicial y final (Q_i y Q_f). El valor mínimo del caudal a considerar será de 1,5 l/s.
- Los diámetros nominales a considerar no deben ser menores a 100 mm.
 - ✓ DN 150 mm o 160 mm.....60 m.
 - ✓ DN 200 mm.....80 m.
 - ✓ DN 250 mm a 300 mm.....100 m.
 - ✓ Diámetros mayores.....150 m.
- El diámetro mínimo será:
 - ✓ Sistema convencional= 200 mm.
 - ✓ Sistema no convencional= 160 mm.
- Para permitir aireación adecuada del flujo de aguas residuales, el valor máximo de la tirante para un caudal de diseño será no mayor al 75% del diámetro interno del colector.

- La pendiente máxima debe cumplir con la condición de autolimpieza aplicando el criterio de la tensión tractiva. La máxima pendiente admisible es la que corresponde a una velocidad final $V_f = 5$ m/s.
- Cada tramo debe ser verificado por el criterio de la tensión tractiva media con un valor mínimo de 1.0 Pa.

5.4.2. Cámaras de inspección.

Las cámaras de Inspección podrán ser cajas de inspección, buzinetas y/o buzones de inspección.

- Se deberán instalar las cámaras de inspección en los siguientes casos:
 - ✓ Al inicio de los tramos de arranque del ramal colector de aguas residuales.
 - ✓ En el cambio de dirección del ramal colector de aguas residuales.
 - ✓ En un cambio de pendiente de los ramales colectores.
 - ✓ En lugares donde se requieran por razones de inspección y limpieza.
- El diámetro interior:
 - ✓ 1.20 mts., para tuberías hasta 800 mm., de diámetro.
 - ✓ 1.50 mts., para tuberías hasta 1200 mm., de diámetro.
 - ✓ Diámetros mayores, serán de diseño especial.
- La profundidad mínima será de 1.20 mts.

5.5. Cálculo hidráulico de la red de colectores.

El cálculo hidráulico de la red de colectores se realizó de acuerdo al diagrama de flujo trazado anteriormente.

El cálculo analítico se realizó mediante a una tabla en Excel.

5.5.1. Cálculos de los gastos en marcha.

Para estos cálculos se realizó mediante el método de gasto de distribución en marcha, mediante esta fórmula.

$$q_u = \frac{Q_u}{L} \dots \dots \dots (1)$$

$$q = q_u + q_i \dots \dots \dots (2)$$

Donde:

q_u = caudal unitario por unidad de longitud

Q_u = caudal de diseño= **.00097 lt/seg/m**

L = longitud total del colector

q_i = caudal de infiltración

q = caudal de distribución en marcha

Tabla 28.Gasto por tramo de contribución.

TRAMO/ RAMAL	LONGITUD DE BUZON A BUZON	CAUDAL DE APORTE DEL TRAMO	CAUDAL INICIAL	CAUDAL FINAL
1	46.000	0.04484631	0.00000000	0.04484631
2	45.453	0.04431303	0.04484631	0.08915933
3	59.822	0.05832165	0.08915933	0.14748098
4	53.558	0.05221475	0.14748098	0.19969573
5	57.827	0.05637668	0.19969573	0.25607241
6	16.049	0.01564649	0.25607241	0.27171890
7	55.236	0.05385067	0.27171890	0.32556957
8	12.933	0.01260864	0.32556957	0.33817820
9	64.693	0.06307048	0.00000000	0.06307048
10	11.705	0.01141144	0.06307048	0.07448192
11	62.144	0.06058541	0.07448192	0.13506733
12	45.966	0.04481316	0.47324553	0.51805869
13	51.610	0.05031561	0.51805869	0.56837430
14	65.000	0.06336978	0.00000000	0.06336978
15	40.961	0.03993369	0.00000000	0.03993369
16	41.040	0.04001071	0.03993369	0.07994439
17	25.661	0.02501741	0.00000000	0.02501741
18	29.993	0.02924077	0.02501741	0.05425818
19	47.745	0.04654754	0.05425818	0.10080572
20	39.527	0.03853565	0.10080572	0.13934138
21	48.000	0.04679615	0.00000000	0.04679615
22	37.714	0.03676812	0.00000000	0.03676812
23	15.000	0.01462380	0.08356427	0.09818806

24	24.071	0.02346729	0.09818806	0.12165536
25	38.060	0.03710544	0.12165536	0.15876080
26	38.060	0.03710544	0.15876080	0.19586625
27	52.137	0.05082939	0.19586625	0.24669564
28	46.879	0.04570326	0.21928577	0.26498903
29	56.399	0.05498450	0.51168466	0.56666916
30	62.000	0.06044502	0.56666916	0.62711418
31	24.475	0.02386116	0.62711418	0.65097534
32	17.870	0.01742182	0.63174408	0.64916589
33	37.674	0.03672913	0.00000000	0.03672913
34	23.827	0.02322941	0.03672913	0.05995854
35	39.918	0.03891685	0.70912443	0.74804128
36	53.823	0.05247310	1.39901662	1.45148972
37	22.500	0.02193569	1.45148972	1.47342542
38	22.500	0.02193569	1.47342542	1.50
Total	1533.83	1.50		

Fuente: Elaborado por los autores. (2019).

5.5.2. Cálculo de la pendiente por tramo.

Para el cálculo de la pendiente de cada tramo, se consideró las cotas de fondo de cada buzón que comprende cada tramo con su respectiva distancia, y así obtener como resultado los valores de la pendiente de campo.

Tabla 29. Pendiente calculada de cada tramo.

TRAMO/ RAMAL	TRAMO		LONGITUD DE BUZON A BUZON	COTA DE FONDO		PENDIENTE DEL TRAMO (m/Km)
	BUZON ARRIBA	BUZON ABAJO		BUZON ARRIBA	BUZON ABAJO	
1	Bz - 01	Bz - 02	46.000	1522.159	1515.207	151.130
2	Bz - 02	Bz - 03	45.453	1515.207	1505.429	215.123
3	Bz - 03	Bz - 04	59.822	1505.429	1496.246	153.505
4	Bz - 04	Bz - 05	53.558	1496.246	1489.930	117.928
5	Bz - 05	Bz - 06	57.827	1489.930	1480.300	166.531
6	Bz - 06	Bz - 07	16.049	1480.300	1476.716	223.316
7	Bz - 07	Bz - 08	55.236	1476.716	1473.238	62.966
8	Bz - 08	Bz - 09	12.933	1473.238	1472.893	26.676
9	Bz - 10	Bz - 11	64.693	1479.497	1476.994	38.690
10	Bz - 11	Bz - 12	11.705	1476.994	1475.968	87.655
11	Bz - 12	Bz - 09	62.144	1475.968	1472.893	49.482

12	Bz - 09	Bz - 13	45.966	1472.893	1470.157	59.522
13	Bz - 13	Bz - 14	51.610	1470.157	1468.672	28.773
14	Bz -15	Bz - 14	65.000	1469.707	1468.672	15.923
15	Bz - 16	Bz - 17	40.961	1469.936	1466.205	91.087
16	Bz - 17	Bz - 18	41.040	1466.205	1464.571	39.815
17	Bz - 22	Bz -21	25.661	1471.065	1469.756	51.011
18	Bz - 21	Bz -20	29.993	1469.756	1468.772	32.808
19	Bz - 20	Bz -19	47.745	1468.772	1464.977	79.485
20	Bz - 19	Bz -18	39.527	1464.977	1464.271	17.861
21	Bz - 23	Bz - 24	48.000	1469.422	1468.021	29.188
22	Bz - 25	Bz - 24	37.714	1470.488	1468.021	65.413
23	Bz - 24	Bz - 26	15.000	1468.021	1464.747	218.267
24	Bz - 26	Bz - 27	24.071	1464.747	1461.241	145.652
25	Bz - 27	Bz - 28	38.060	1461.241	1460.575	17.499
26	Bz - 28	Bz - 29	38.060	1460.575	1459.709	22.754
27	Bz - 29	Bz - 30	52.137	1459.709	1457.090	50.233
28	Bz - 18	Bz - 30	46.879	1464.571	1457.090	159.581
29	Bz - 30	Bz - 31	56.399	1457.090	1456.286	14.256
30	Bz - 31	Bz - 32	62.000	1456.286	1455.385	14.532
31	Bz - 32	Bz - 33	24.475	1455.385	1454.963	17.242
32	Bz - 14	Bz - 34	17.870	1468.672	1465.221	193.117
33	Bz - 35	Bz - 36	37.674	1468.276	1467.657	16.430
34	Bz - 36	Bz - 34	23.827	1467.657	1465.221	102.237
35	Bz - 34	Bz - 33	39.918	1465.221	1454.963	256.977
36	Bz - 33	Bz - 37	53.823	1454.963	1452.974	36.954
37	Bz - 37	Bz - 38	22.500	1452.974	1441.361	516.133
38	Bz - 38	PTAR - 1	22.500	1441.361	1428.390	576.489

Fuente: Elaborado por los autores. (2019).

5.5.3. Verificación de la pendiente calculada y la pendiente mínima.

Si la pendiente calculada es igual a la pendiente mínima se adopta el valor obtenido por el cálculo para la pendiente del tramo.

En caso de que el valor de la pendiente obtenida sea menor que la pendiente mínima, se procede a verificar y recalcular.

Para nuestro caso se consideró los valores obtenidos por el cálculo de los tramos, y se verifico la pendiente mínima con la siguiente fórmula:

$$S_o min. = 0.0055 * Qi^{-0.47}$$

Donde:

So min.= Pendiente mínima (m/m)

Qi= Caudal inicial (L/s)

Tabla 30.Verificación de la pendiente calculada y pendiente mínima.

TRAMO/ RAMAL	LONGITUD DE BUZON A BUZON	COTA DE FONDO		PENDIENTE DEL TRAMO (m/Km)	CAUDAL INICIA L/s. (Qi)	PENDIENTE MINÍMA (m/Km)	RESULTADO
		BUZON ARRIBA	BUZON ABAJO				
1	46.000	1522.159	1515.207	151.130	0.000000	4.546	OK
2	45.453	1515.207	1505.429	215.123	0.044846	23.662	OK
3	59.822	1505.429	1496.246	153.505	0.089159	17.131	OK
4	53.558	1496.246	1489.930	117.928	0.147481	13.522	OK
5	57.827	1489.930	1480.300	166.531	0.199696	11.727	OK
6	16.049	1480.300	1476.716	223.316	0.256072	10.434	OK
7	55.236	1476.716	1473.238	62.966	0.271719	10.147	OK
8	12.933	1473.238	1472.893	26.676	0.325570	9.320	OK
9	64.693	1479.497	1476.994	38.690	0.000000	4.546	OK
10	11.705	1476.994	1475.968	87.655	0.063070	20.158	OK
11	62.144	1475.968	1472.893	49.482	0.074482	18.642	OK
12	45.966	1472.893	1470.157	59.522	0.473246	7.818	OK
13	51.610	1470.157	1468.672	28.773	0.518059	7.492	OK
14	65.000	1469.707	1468.672	15.923	0.000000	4.546	OK
15	40.961	1469.936	1466.205	91.087	0.000000	4.546	OK
16	41.040	1466.205	1464.271	47.125	0.039934	24.988	OK
17	25.661	1471.065	1469.756	51.011	0.000000	4.546	OK
18	29.993	1469.756	1468.772	32.808	0.025017	31.131	OK
19	47.745	1468.772	1464.977	79.485	0.054258	21.635	OK
20	39.527	1464.977	1464.271	17.861	0.100806	16.171	OK
21	48.000	1469.422	1468.021	29.188	0.000000	4.546	OK
22	37.714	1470.488	1468.021	65.413	0.000000	4.546	OK
23	15.000	1468.021	1464.747	218.267	0.083564	17.661	OK
24	24.071	1464.747	1461.241	145.652	0.098188	16.372	OK
25	38.060	1461.241	1460.575	17.499	0.121655	14.803	OK
26	38.060	1460.575	1459.709	22.754	0.158761	13.062	OK
27	52.137	1459.709	1457.090	50.233	0.195866	11.834	OK
28	46.879	1464.271	1457.090	153.182	0.219286	11.222	OK
29	56.399	1457.090	1456.286	14.256	0.511685	7.536	OK
30	62.000	1456.286	1455.385	14.532	0.566669	7.183	OK
31	24.475	1455.385	1454.963	17.242	0.627114	6.849	OK
32	17.870	1468.672	1465.221	193.117	0.631744	6.825	OK

33	37.674	1468.276	1467.657	16.430	0.000000	4.546	OK
34	23.827	1467.657	1465.221	102.237	0.036729	25.990	OK
35	39.918	1465.221	1454.963	256.977	0.709124	6.464	OK
36	53.823	1454.963	1452.974	36.954	1.399017	4.697	OK
37	22.500	1452.974	1441.361	516.133	1.451490	4.616	OK
38	22.500	1441.361	1428.390	576.489	1.473425	4.584	OK

Fuente: Elaborado por los autores. (2019).

5.5.4. Selección del diámetro.

Según la Norma **OS.070 (Redes de Aguas Residuales)** las tuberías principales que recolectan aguas residuales de un ramal colector tendrán como diámetro mínimo 160 mm. Para este proyecto se consideró el valor de 160 mm., basándonos en la población actual y la tasa crecimiento anual.

5.5.5. Cálculo del Caudal y la velocidad a tubo lleno.

El cálculo de la velocidad y el caudal a tubo lleno se realizó mediante la ecuación de Manning de la siguiente manera:

$$V = \frac{0.397}{n} * D^{\frac{2}{3}} * S^{\frac{1}{2}}$$

$$Q = \frac{0.312}{n} * D^{\frac{8}{3}} * S^{\frac{1}{2}}$$

Donde:

V= Velocidad a tubo lleno (m/s)

Q= Caudal a tubo lleno (L/s)

n= coeficiente de rugosidad (adimensional)= **0.013**

D= diámetro DN o interno de la tubería (m)

S= pendiente del tubo (m/m)

Tabla 31.Caudal y Velocidad a tubo lleno.

TRAMO/ RAMAL	PENDIENTE DEL TRAMO (m/Km)	DIAMETRO (mm)	TUBERIA LLENA	
			Qo Lts/seg.	Vo m/seg.
1	151.130	160	70.395	3.499
2	215.123	160	83.986	4.174
3	153.505	160	70.946	3.526
4	117.928	160	62.183	3.091
5	166.531	160	73.895	3.673
6	223.316	160	85.571	4.253
7	62.966	160	45.438	2.258
8	26.676	160	29.575	1.470
9	38.690	160	35.618	1.770
10	87.655	160	53.611	2.665
11	49.482	160	40.280	2.002
12	59.522	160	44.178	2.196
13	28.773	160	30.716	1.527
14	15.923	160	22.850	1.136
15	91.087	160	54.650	2.716
16	47.125	160	39.309	1.954
17	51.011	160	40.898	2.033
18	32.808	160	32.798	1.630
19	79.485	160	51.051	2.537
20	17.861	160	24.200	1.203
21	29.188	160	30.936	1.538
22	65.413	160	46.312	2.302
23	218.267	160	84.598	4.205
24	145.652	160	69.107	3.435
25	17.499	160	23.953	1.191
26	22.754	160	27.314	1.358
27	50.233	160	40.584	2.017
28	153.182	160	70.871	3.523
29	14.256	160	21.620	1.075
30	14.532	160	21.829	1.085
31	17.242	160	23.777	1.182
32	193.117	160	79.575	3.955
33	16.430	160	23.211	1.154
34	102.237	160	57.899	2.878
35	256.977	160	91.793	4.563
36	36.954	160	34.810	1.730
37	516.133	160	130.090	6.466
38	576.489	160	137.486	6.834

Fuente: Elaborado por los autores. (2019).

5.5.6. Relación entre caudal de diseño y caudal a tubo lleno, y relación entre la velocidad real y la velocidad a tubo lleno.

Estos cálculos se realizaron mediante una tabla, llamada “Relaciones hidráulicas para sección circular”. **(Anexo)**

Tabla 32. Relación entre caudal de diseño y caudal a tubo lleno, y Relación entre la velocidad real y la velocidad a tubo lleno.

TRAMO/ RAMAL	TUBERIA LLENA		Qd/Qo	TABLA	
	Qo Lts/seg.	Vo m/seg.		y/D	V/Vo
1	70.395	3.499	0.02131	0.10	0.40336
2	83.986	4.174	0.01786	0.10	0.38230
3	70.946	3.526	0.02114	0.10	0.40252
4	62.183	3.091	0.02412	0.11	0.41857
5	73.895	3.673	0.02030	0.10	0.39748
6	85.571	4.253	0.01753	0.10	0.38024
7	45.438	2.258	0.03301	0.13	0.46002
8	29.575	1.470	0.05072	0.16	0.52315
9	35.618	1.770	0.04211	0.14	0.49530
10	53.611	2.665	0.02798	0.12	0.43767
11	40.280	2.002	0.03724	0.13	0.47712
12	44.178	2.196	0.03395	0.13	0.46394
13	32.719	1.626	0.04883	0.15	0.51748
14	24.960	1.241	0.06565	0.17	0.56475
15	54.650	2.716	0.02745	0.12	0.43516
16	39.309	1.954	0.03816	0.13	0.48053
17	40.898	2.033	0.03668	0.13	0.47503
18	32.798	1.630	0.04573	0.14	0.50724
19	51.051	2.537	0.02938	0.12	0.44426
20	24.200	1.203	0.06198	0.17	0.55534
21	30.936	1.538	0.04849	0.15	0.51639
22	46.312	2.302	0.03239	0.12	0.45743
23	84.598	4.205	0.01773	0.09	0.38149
24	69.107	3.435	0.02171	0.10	0.40555
25	23.953	1.191	0.06262	0.17	0.55709
26	27.314	1.358	0.05492	0.16	0.53578
27	40.584	2.017	0.03696	0.13	0.47608
28	70.871	3.523	0.02102	0.10	0.40185
29	21.620	1.075	0.06938	0.18	0.57418
30	19.254	0.957	0.06872	0.18	0.57247

31	28.867	1.435	0.06309	0.17	0.55832
32	80.719	4.012	0.01885	0.09	0.38846
33	23.211	1.154	0.06463	0.17	0.56219
34	57.899	2.878	0.02591	0.11	0.42792
35	91.793	4.563	0.01634	0.09	0.37240
36	34.810	1.730	0.04309	0.14	0.49932
37	130.090	6.466	0.01153	0.08	0.33455
38	137.486	6.834	0.01091	0.08	0.32902

Fuente: Elaborado por los autores. (2019).

5.5.7. Cálculo de la velocidad final, crítica y la tensión tractiva.

Para el cálculo de la velocidad final se consideró los siguientes criterios según la norma **OS.070 (Redes de Aguas Residuales)**;

- La máxima pendiente admisible es la que corresponde a una velocidad final $V_f = 5$ m/s.
- Cuando la velocidad final es superior a la velocidad crítica, la mayor altura de lámina de agua admisible debe ser 50% del diámetro del colector, asegurando la ventilación del tramo. La velocidad crítica está definida por la siguiente expresión;

$$V_c = 6 \cdot \sqrt{g \cdot R_H}$$

Donde:

V_c = Velocidad crítica (m/s)

g = Aceleración de la gravedad (m/s²)

R_h = coeficiente de rugosidad (m)

Para el cálculo de la tensión tractiva se aplicó el criterio que las pendientes de las tuberías deben cumplir la condición de autolimpieza. Cada tramo debe ser verificado por el criterio de Tensión Tractiva Media (σ_t) con un valor mínimo $\sigma_t = 1,0$ Pa, está definida por la siguiente expresión;

$$\sigma_t = \rho * g * R * S$$

Tabla 33. Cálculo de la velocidad final, crítica y la tensión tractiva.

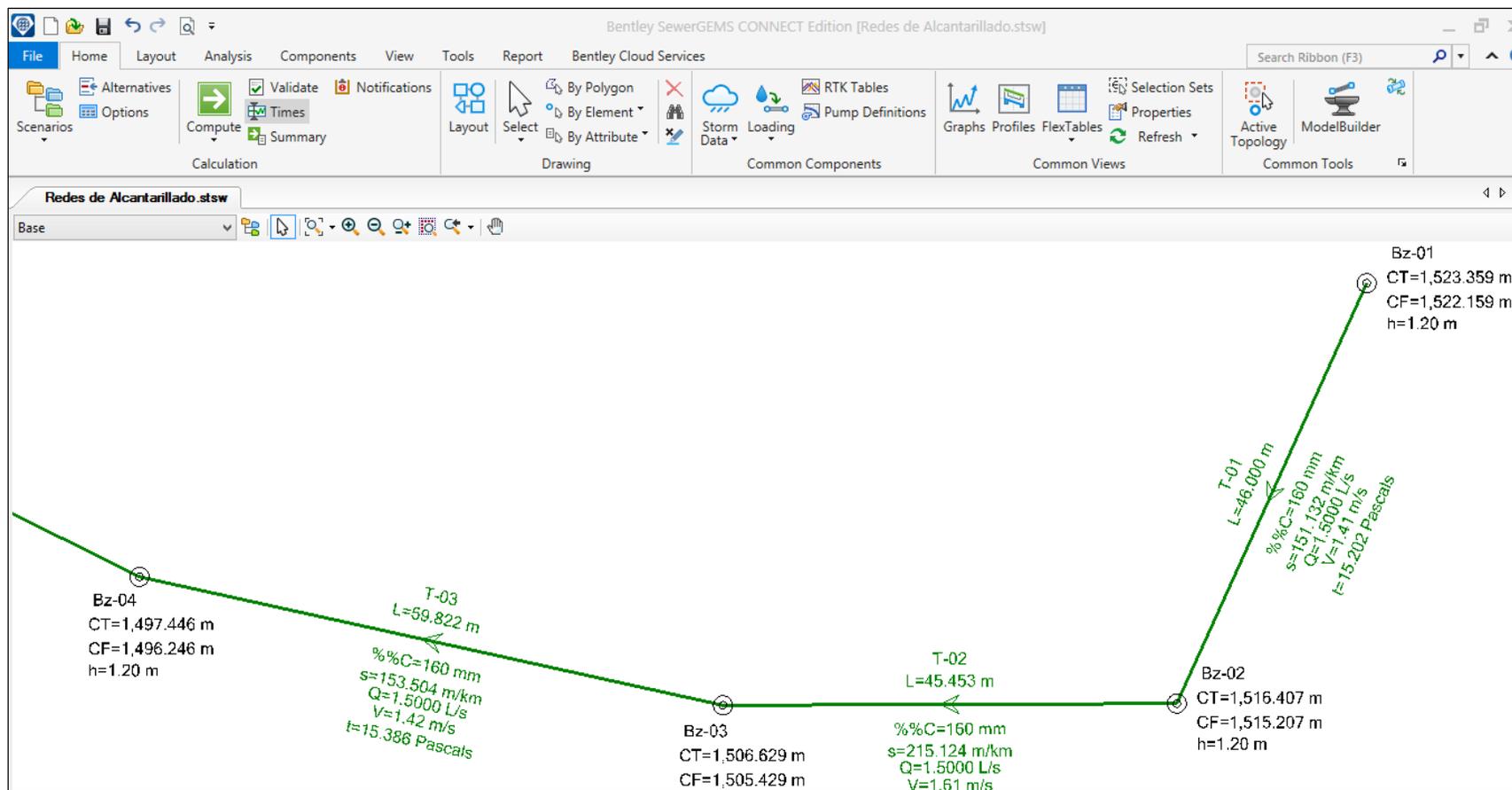
TRAMO/ RAMAL	VF m/seg.	RADIO HIDRAULICO (m)	TENSIÓN T. MEDIA (Pa)	VELOCIDAD CRITICA m/seg.	TIPO DE FLUJO
1	1.411	0.0103	15.34	1.903	flujo laminar
2	1.596	0.0095	20.14	1.828	flujo laminar
3	1.419	0.0102	15.53	1.900	flujo laminar
4	1.294	0.0108	12.65	1.956	flujo laminar
5	1.460	0.0100	16.53	1.882	flujo laminar
6	1.617	0.0094	20.74	1.820	flujo laminar
7	1.039	0.0125	7.78	2.100	flujo laminar
8	0.769	0.0151	4.00	2.313	flujo laminar
9	0.877	0.0140	5.34	2.220	flujo laminar
10	1.166	0.0116	10.05	2.023	flujo laminar
11	0.955	0.0132	6.46	2.158	flujo laminar
12	1.019	0.0126	7.45	2.113	flujo laminar
13	0.790	0.0149	4.24	2.294	flujo laminar
14	0.641	0.0170	2.68	2.449	flujo laminar
15	1.182	0.0115	10.36	2.014	flujo laminar
16	0.939	0.0133	6.22	2.170	flujo laminar
17	0.966	0.0131	6.62	2.151	flujo laminar
18	0.827	0.0145	4.70	2.260	flujo laminar
19	1.127	0.0119	9.32	2.046	flujo laminar
20	0.668	0.0166	2.93	2.419	flujo laminar
21	0.794	0.0149	4.29	2.290	flujo laminar
22	1.053	0.0124	8.02	2.091	flujo laminar
23	1.604	0.0094	20.37	1.825	flujo laminar
24	1.393	0.0103	14.90	1.911	flujo laminar
25	0.663	0.0166	2.88	2.424	flujo laminar
26	0.727	0.0157	3.54	2.354	flujo laminar
27	0.960	0.0131	6.54	2.155	flujo laminar
28	1.425	0.0102	15.67	1.898	flujo laminar
29	0.617	0.0174	2.46	2.480	flujo laminar
30	0.621	0.0173	2.49	2.474	flujo laminar
31	0.660	0.0167	2.85	2.428	flujo laminar
32	1.536	0.0097	18.52	1.850	flujo laminar
33	0.649	0.0169	2.74	2.441	flujo laminar
34	1.231	0.0112	11.34	1.989	flujo laminar
35	1.699	0.0091	23.14	1.792	flujo laminar
36	0.864	0.0141	5.17	2.233	flujo laminar
37	2.163	0.0077	39.57	1.654	f. Turbulento
38	2.248	0.0076	43.10	1.633	f. Turbulento

Fuente: Elaborado por los autores. (2019).

5.6. Modelamiento hidráulico de la red de colectores en el software SewerGEMS CONNECT Edition.

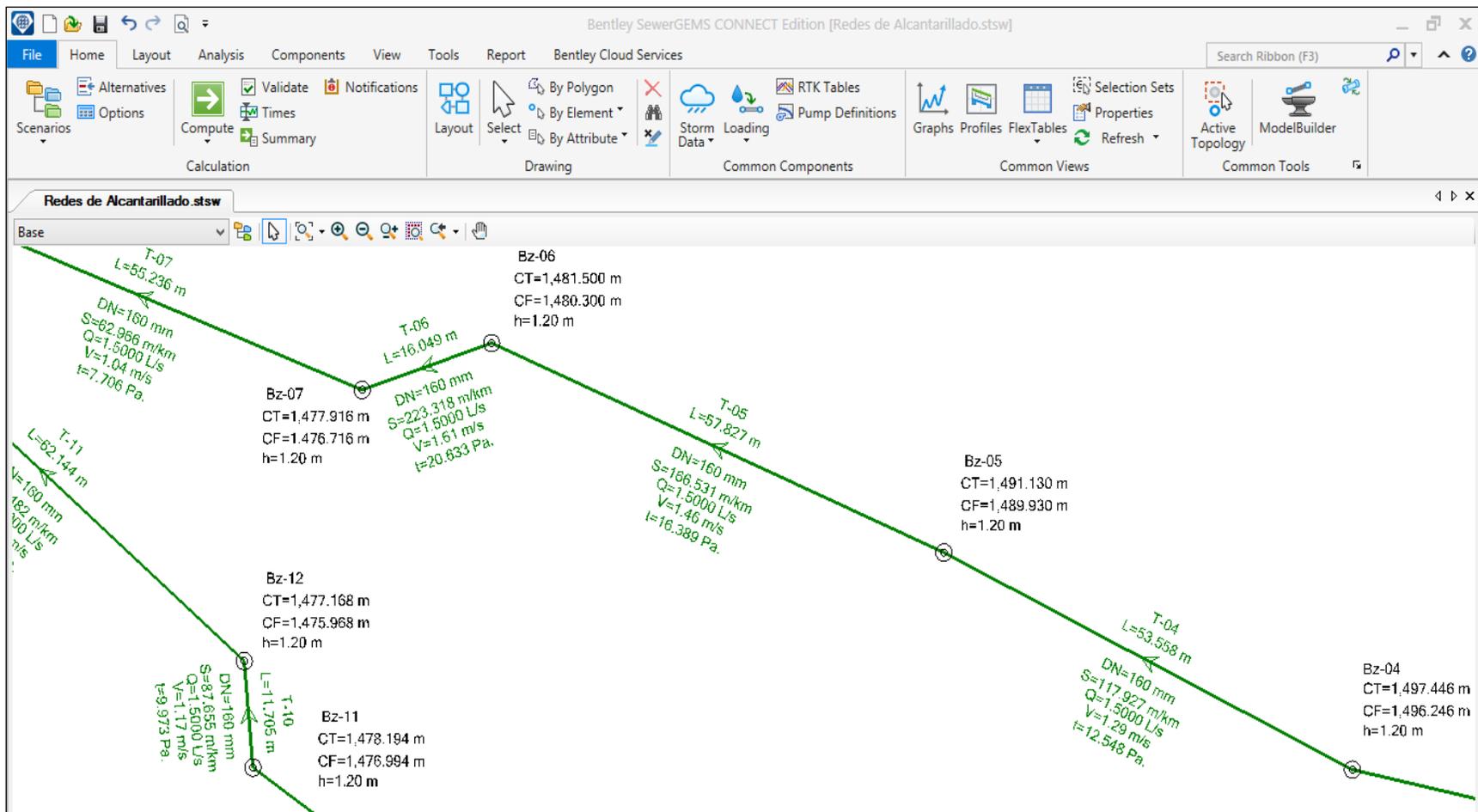
A continuación se mostrará el proceso de desarrollo y los resultados obtenidos en el software SewerGEMS.

Figura 44. Vista en Planta – Diseño de red de colectores (Parte 01).



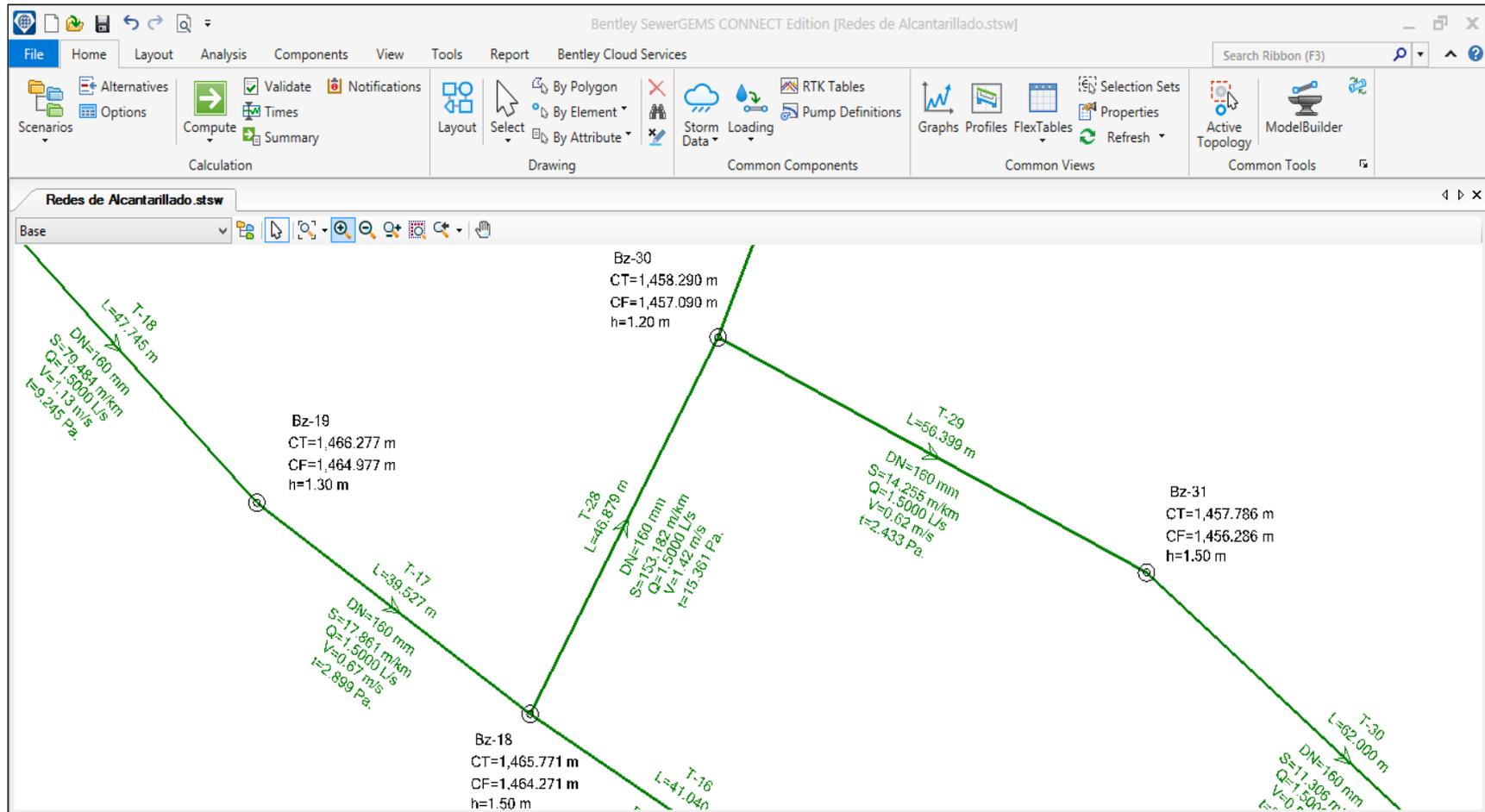
Fuente: Elaborado por los autores. (2019).

Figura 45. Vista en Planta – Diseño de red de colectores (Parte 02).



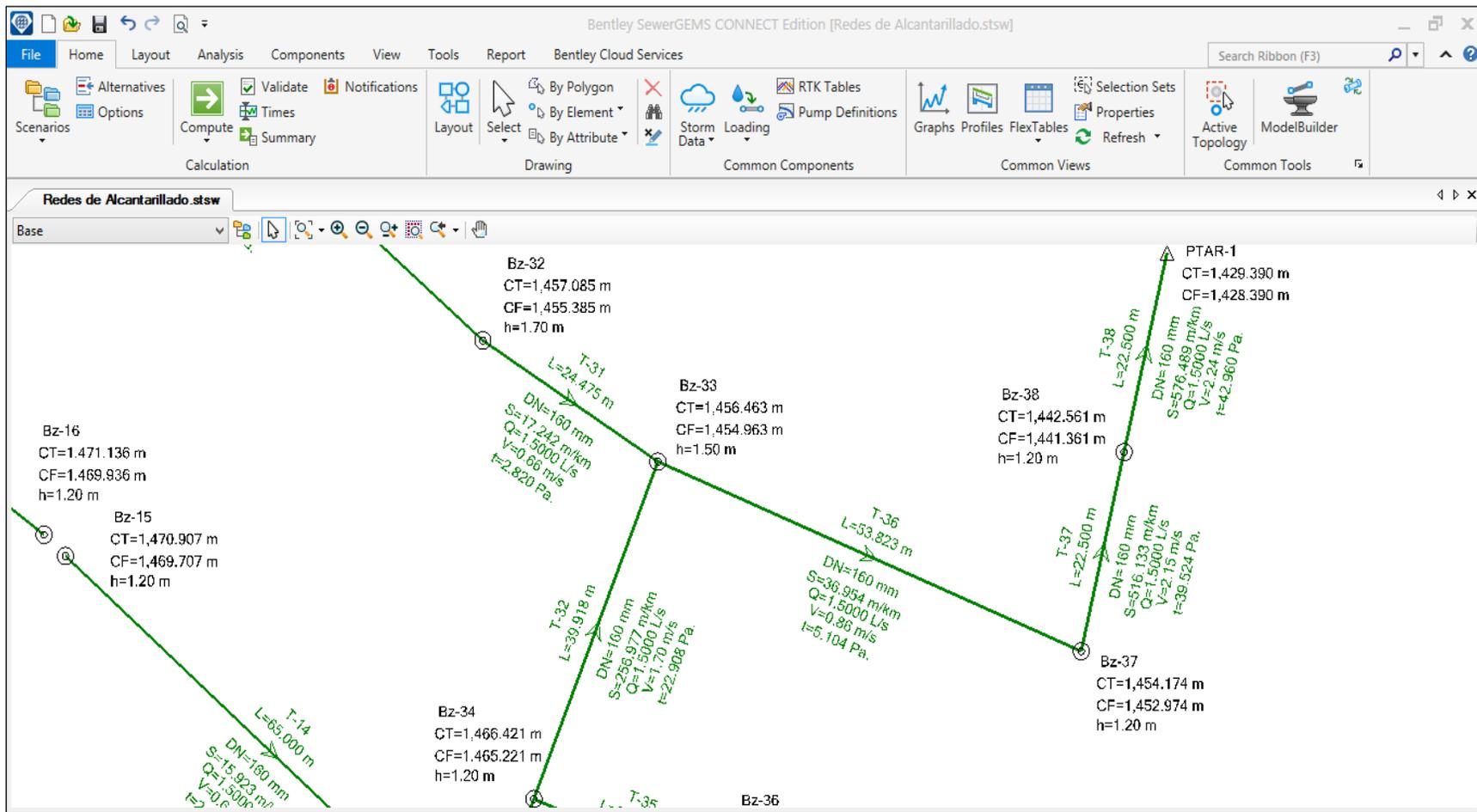
Fuente: Elaborado por los autores. (2019).

Figura 46. Vista en Planta – Diseño de red de colectores (Parte 03).



Fuente: Elaborado por los autores. (2019).

Figura 47. Vista en planta – Diseño de red de colectores (Parte 04).



Fuente: Elaborado por los autores. (2019).

Tabla 34. Resultados obtenidos del modelamiento hidráulico – Red de colectores.

Label	Start Node	Invert (Start) (m)	Stop Node	Invert (Stop) (m)	Length (Scaled) (m)	Slope (Calculated) (m/km)	Diameter (mm)	Manning's n	Flow (L/s)	Velocity (m/s)	Capacity (Full Flow) (L/s)	Material	Design Percent Full (%)	Tractive Stress (Calculated) (Pascals)
T-01	Bz-01	1,522.16	Bz-02	1,515.21	46.00	151.132	160	0.013	1.5	1.41	70.3242	PVC	75	15.202
T-02	Bz-02	1,515.21	Bz-03	1,505.43	45.45	215.124	160	0.013	1.5	1.61	83.9018	PVC	75	19.907
T-03	Bz-03	1,505.43	Bz-04	1,496.25	59.82	153.504	160	0.013	1.5	1.42	70.874	PVC	75	15.386
T-04	Bz-04	1,496.25	Bz-05	1,489.93	53.56	117.927	160	0.013	1.5	1.29	62.1203	PVC	75	12.548
T-05	Bz-05	1,489.93	Bz-06	1,480.30	57.83	166.531	160	0.013	1.5	1.46	73.8201	PVC	75	16.389
T-06	Bz-06	1,480.30	Bz-07	1,476.72	16.05	223.318	160	0.013	1.5	1.61	85.4847	PVC	75	20.633
T-07	Bz-07	1,476.72	Bz-08	1,473.24	55.24	62.966	160	0.013	1.5	1.04	45.3921	PVC	75	7.706
T-08	Bz-08	1,473.24	Bz-09	1,472.89	12.93	26.675	160	0.013	1.5	0.77	29.5447	PVC	75	3.961
T-09	Bz-10	1,479.50	Bz-11	1,476.99	64.69	38.691	160	0.013	1.5	0.88	35.582	PVC	75	5.277
T-10	Bz-11	1,476.99	Bz-12	1,475.97	11.71	87.655	160	0.013	1.5	1.17	53.5568	PVC	75	9.973
T-11	Bz-12	1,475.97	Bz-09	1,472.89	62.14	49.482	160	0.013	1.5	0.96	40.2392	PVC	75	6.397
T-12	Bz-09	1,472.89	Bz-13	1,470.16	45.97	59.523	160	0.013	1.5	1.02	44.1334	PVC	75	7.378
T-13	Bz-13	1,470.16	Bz-14	1,468.67	51.61	28.774	160	0.013	1.5	0.79	30.6849	PVC	75	4.201
T-14	Bz-14	1,468.67	Bz-15	1,469.71	65.00	15.923	160	0.013	1.5	0.64	22.8265	PVC	75	2.651
T-15	Bz-16	1,469.94	Bz-17	1,466.21	40.96	91.088	160	0.013	1.5	1.18	54.5954	PVC	75	10.274
T-16	Bz-17	1,466.21	Bz-18	1,464.27	41.04	47.125	160	0.013	1.5	0.94	39.2693	PVC	75	6.160
T-17	Bz-18	1,464.27	Bz-19	1,464.98	39.53	17.861	160	0.013	1.5	0.67	24.176	PVC	75	2.899
T-18	Bz-19	1,464.98	Bz-20	1,468.77	47.75	79.484	160	0.013	1.5	1.13	50.9996	PVC	75	9.245
T-19	Bz-20	1,468.77	Bz-21	1,469.76	29.99	32.808	160	0.013	1.5	0.82	32.7655	PVC	75	4.661
T-20	Bz-21	1,469.76	Bz-22	1,471.07	25.66	51.011	160	0.013	1.5	0.97	40.8564	PVC	75	6.549
T-21	Bz-23	1,469.42	Bz-24	1,468.32	48.00	22.937	160	0.013	1.5	0.73	27.3968	PVC	75	3.523

T-22	Bz-24	1,468.32	Bz-25	1,470.49	37.71	57.459	160	0.013	1.5	1.01	43.3618	PVC	75	7.180
T-23	Bz-24	1,468.32	Bz-26	1,464.75	15.00	238.267	160	0.013	1.5	1.66	88.2995	PVC	75	21.612
T-24	Bz-26	1,464.75	Bz-27	1,461.24	24.07	145.653	160	0.013	1.5	1.39	69.0376	PVC	75	14.774
T-25	Bz-27	1,461.24	Bz-28	1,460.58	38.06	17.499	160	0.013	1.5	0.66	23.9293	PVC	75	2.853
T-26	Bz-28	1,460.58	Bz-29	1,459.71	38.06	22.754	160	0.013	1.5	0.73	27.2867	PVC	75	3.501
T-27	Bz-29	1,459.71	Bz-30	1,457.09	52.14	50.233	160	0.013	1.5	0.96	40.5436	PVC	75	6.472
T-28	Bz-18	1,464.27	Bz-30	1,457.09	46.88	153.182	160	0.013	1.5	1.42	70.7995	PVC	75	15.361
T-29	Bz-30	1,457.09	Bz-31	1,456.29	56.40	14.255	160	0.013	1.5	0.62	21.5982	PVC	75	2.433
T-30	Bz-31	1,456.29	Bz-32	1,455.59	62.00	14.532	160	0.013	1.5	0.62	19.2349	PVC	75	2.469
T-31	Bz-32	1,455.59	Bz-33	1,454.96	24.48	17.242	160	0.013	1.5	0.66	28.8379	PVC	75	2.820
T-32	Bz-33	1,454.96	Bz-34	1,465.22	39.92	256.977	160	0.013	1.5	1.7	91.7009	PVC	75	22.908
T-33	Bz-34	1,465.22	Bz-14	1,468.67	17.87	193.113	160	0.013	1.5	1.55	79.4937	PVC	75	18.318
T-34	Bz-35	1,468.28	Bz-36	1,467.66	37.67	16.430	160	0.013	1.5	0.65	23.1874	PVC	75	2.717
T-35	Bz-36	1,467.66	Bz-34	1,465.22	23.83	102.238	160	0.013	1.5	1.23	57.8405	PVC	75	11.235
T-36	Bz-33	1,454.96	Bz-37	1,452.97	53.82	36.954	160	0.013	1.5	0.86	34.7744	PVC	75	5.104
T-37	Bz-37	1,452.97	Bz-38	1,441.36	22.50	516.133	160	0.013	1.5	2.15	129.9594	PVC	75	39.524
T-38	Bz-38	1,441.36	PTAR-1	1,428.39	22.50	576.489	160	0.013	1.5	2.24	137.3479	PVC	75	42.960

Fuente: Elaborado por los autores. (2019).

Tabla 35. Resultados obtenidos del modelamiento hidráulico – Cámaras de inspección.

Label	Elevation (Ground) (m)	Elevation (Invert) (m)	Depth (Structure) (m)	Hydraulic Grade Line (Out) (m)	Hydraulic Grade Line (In) (m)
Bz-01	1,523.36	1,522.16	1.20	1,522.19	1,522.19
Bz-02	1,516.41	1,515.21	1.20	1,515.24	1,515.24
Bz-03	1,506.63	1,505.43	1.20	1,505.46	1,505.46
Bz-04	1,497.45	1,496.25	1.20	1,496.28	1,496.28
Bz-05	1,491.13	1,489.93	1.20	1,489.96	1,489.96
Bz-06	1,481.50	1,480.30	1.20	1,480.33	1,480.33
Bz-07	1,477.92	1,476.72	1.20	1,476.75	1,476.75
Bz-08	1,474.44	1,473.24	1.20	1,473.27	1,473.27
Bz-09	1,474.39	1,472.89	1.50	1,472.93	1,472.93
Bz-10	1,480.70	1,479.50	1.20	1,479.53	1,479.53
Bz-11	1,478.19	1,476.99	1.20	1,477.03	1,477.03
Bz-12	1,477.17	1,475.97	1.20	1,476.00	1,476.00
Bz-13	1,471.36	1,470.16	1.20	1,470.19	1,470.19
Bz-14	1,469.97	1,468.67	1.30	1,468.71	1,468.71
Bz-15	1,470.91	1,469.71	1.20	1,469.74	1,469.74
Bz-16	1,471.14	1,469.94	1.20	1,469.97	1,469.97
Bz-17	1,467.41	1,466.21	1.20	1,466.24	1,466.24
Bz-18	1,465.77	1,464.27	1.50	1,464.31	1,464.31
Bz-19	1,466.28	1,464.98	1.30	1,465.01	1,465.01
Bz-20	1,470.07	1,468.77	1.30	1,468.81	1,468.81
Bz-21	1,470.96	1,469.76	1.20	1,469.79	1,469.79
Bz-22	1,472.27	1,471.07	1.20	1,471.10	1,471.10
Bz-23	1,470.62	1,469.42	1.20	1,469.46	1,469.46
Bz-24	1,469.52	1,468.32	1.20	1,468.36	1,468.36
Bz-25	1,471.69	1,470.49	1.20	1,470.52	1,470.52
Bz-26	1,465.95	1,464.75	1.20	1,464.78	1,464.78
Bz-27	1,462.44	1,461.24	1.20	1,461.28	1,461.28
Bz-28	1,462.08	1,460.58	1.50	1,460.61	1,460.61
Bz-29	1,460.91	1,459.71	1.20	1,459.74	1,459.74
Bz-30	1,458.29	1,457.09	1.20	1,457.12	1,457.12
Bz-31	1,457.79	1,456.29	1.50	1,456.32	1,456.32
Bz-32	1,457.09	1,455.39	1.70	1,455.42	1,455.42
Bz-33	1,456.46	1,454.96	1.50	1,455.00	1,455.00
Bz-34	1,466.42	1,465.22	1.20	1,465.26	1,465.26
Bz-35	1,469.48	1,468.28	1.20	1,468.31	1,468.31
Bz-36	1,469.66	1,467.66	2.00	1,467.69	1,467.69
Bz-37	1,454.17	1,452.97	1.20	1,453.01	1,453.01
Bz-38	1,442.56	1,441.36	1.20	1,441.40	1,441.40

Fuente: Elaborado por los autores. (2019).

VI. DISEÑO DE UNA PLANTA DE TRATAMIENTO DE AGUAS RESIDUALES (PTAR).

Para este proyecto se propuso el diseño de un tanque Imhoff, como una alternativa para el tratamiento de aguas residuales, tomando en consideración los criterios de la **NTE OS.90 “Planta de Tratamiento de Aguas Residuales”**.

6.1. Tanque Imhoff

Son tanques de sedimentación primaria en los cuales se incorpora la digestión de lodos en un compartimiento localizado en la parte inferior.

Para comunidades de 5000 habitantes o menos, los tanques Imhoff ofrecen ventajas para el tratamiento de aguas residuales domésticas, ya que integran la sedimentación del agua y a digestión de los lodos sedimentados en la misma unidad, por ese motivo también se les llama tanques de doble cámara. (OPS/CEPIS/05.163 UNATSABAR, 2005, p11).

Los tanques Imhoff tienen una operación muy simple y no requiere de partes mecánicas; sin embargo, para su uso concreto es necesario que las aguas residuales pasen por los procesos de tratamiento preliminar de cribado y remoción de arena. (OPS/CEPIS/05.163 UNATSABAR, 2005, p11).

6.1.1. Consideraciones básicas.

Se deberá tener en claro las ventajas y desventajas que tiene al emplear el tanque Imhoff para el tratamiento de las aguas residuales domésticas de una población, según la **NTE OS.090 “Planta de Tratamiento de Aguas Residuales”**.

a. Ventajas.

- Son adecuados para ciudades pequeñas y para comunidades donde no se necesite una atención constante y cuidadosa, y el

efluente satisfaga ciertos requisitos para evitar la contaminación de las corrientes.

- Contribuye a la digestión de lodo, mejor que en un tanque séptico, produciendo un líquido residual de mejores características.
- El lodo se seca y se evacúa con más facilidad que el procedente de los tanques sépticos, esto se debe a que contiene de 90 a 95% de humedad.
- Las aguas servidas que se introducen en los tanques Imhoff, no necesitan tratamiento preliminar, salvo el paso por una criba gruesa y la separación de las arenillas.
- El tiempo de retención de estas unidades es menor en comparación con las lagunas.
- Tiene un bajo costo de construcción y operación.

b. Desventajas.

- Son estructuras profundas (>6m).
- Es difícil su construcción en arena fluida o en roca y deben tomarse precauciones cuando el nivel freático sea alto, para evitar que el tanque pueda flotar o ser desplazado cuando esté vacío.
- El efluente que sale del tanque es de mala calidad orgánica y microbiológica.
- En ocasiones puede causar malos olores, aun cuando su funcionamiento sea correcto.

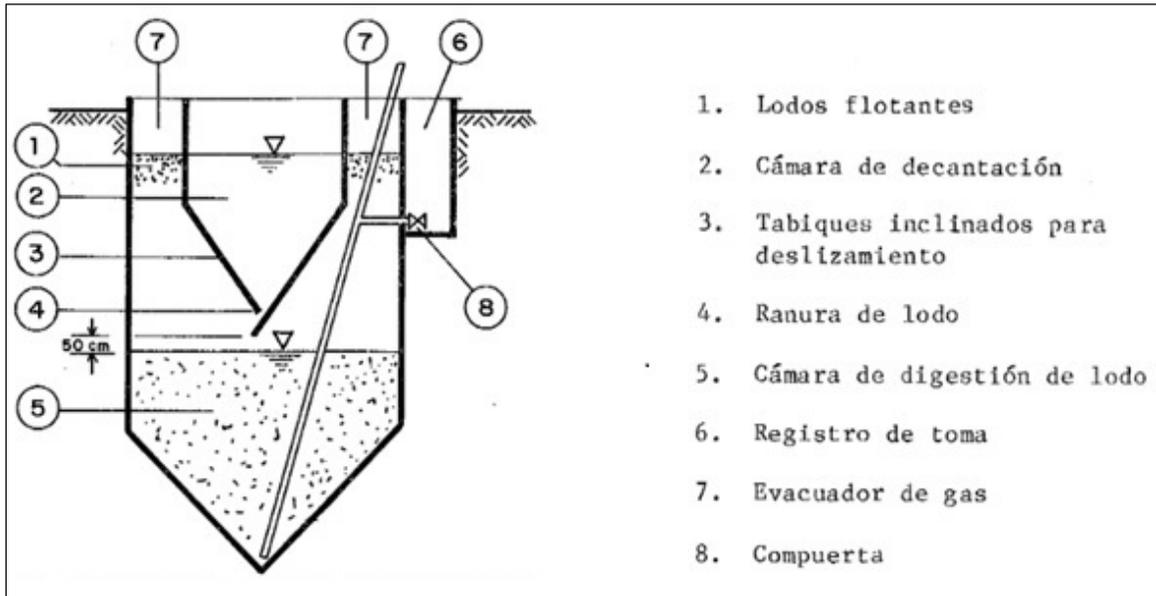
6.1.2. Diseño de tanque Imhoff

Para el dimensionamiento de tanque Imhoff se tomaron en consideración los criterios de la NTE 0S.90 **“Planta de Tratamiento de Aguas Residuales”**.

El tanque Imhoff típico es de forma rectangular y se divide en tres compartimentos:

- Cámara de sedimentación.
- Cámara de digestión de lodos.
- Área de ventilación y acumulación de natas.

Figura 48. Estructura del tanque Imhoff.



Fuente: BVSDE PAHO (2018).

a. Diseño del sedimentador.

Para el diseño de la zona de sedimentación se utilizará los siguientes criterios de la **NTE OS.090 "Planta de Tratamiento de Aguas Residuales"**:

✓ Cada del diseño (Q_p).

P = población (N° de habitantes)

N = Dotación (litro /hab. /día)

$$Q_p = \frac{\text{Poblacion} * \text{Dotación}}{1000} * \% \text{Contribución}$$

$$Q_p = \frac{678 * 100}{1000} * 0.80$$

$$Q_p = 57.44 \text{ m}^3/\text{hr.}$$

✓ **Área del sedimentador (As).**

$$As = \frac{Qp}{Cs}$$

Donde:

Cs: Carga superficial, igual a 1 m³/ (m²*hora).

Qp: Caudal de diseño (m³/h)

$$As = \frac{57.44}{1.00 * 24}$$

$$As = 2.39 \text{ m}^2$$

✓ **Volumen del sedimentador (Vs, en m³).**

$$Vs = Qp * R$$

Donde:

R: periodo de retención hidráulica, entre 1,5 a 2,5 horas.
(Recomendable 2 horas.)

Qp: Caudal de diseño.

$$Vs = 57.44 * 2$$

$$Vs = 114.88 \text{ m}^3$$

El fondo del tanque será de sección transversal en forma de V y la pendiente de los lados, con respecto al eje horizontal, tendrá entre 50 y 60 grados. (NTE OS.090, 2009, p.29)

En nuestro diseño se consideró un ángulo de 50 grados.

En la arista central se dejará una abertura para el paso de sólidos de 0,15 m a 0,20 m. Uno de los lados deberá prolongarse de modo que impida el paso de gases hacia el sedimentador; esta prolongación deberá tener una proyección horizontal de 0,15 a 0,20 m. (NTE OS.090, 2009, p.29)

El borde libre tendrá un valor mínimo de 0,30m.

✓ **Longitud mínima del vertedero de salida (Lv, en m).**

$$Lv = \frac{Q_{max}}{Chv}$$

Donde:

Qmax: caudal máximo diario de diseño [m³/día]

Chv: carga hidráulica sobre el vertedero, entre 125 a 500 [m³/ (m x día)]. (Recomendable 250).

$$Lv = \frac{57.44}{250}$$

$$Lv = 0.23 \text{ m.}$$

b. Diseño del digestor.

Para el diseño del compartimiento de almacenamiento y digestión de lodos (zona de digestión) se tendrá en cuenta los siguientes criterios de la **NTE OS.090 “Planta de Tratamiento de Aguas Residuales”**:

✓ **Volumen de almacenamiento y digestión (Vd, en m³).**

El volumen lodos se determinará considerando la reducción de 50% de sólidos volátiles, con una densidad de 1,05 kg/l y un contenido promedio de sólidos de 12,5% (al peso). El compartimiento será dimensionado para almacenar los lodos durante el proceso de digestión de acuerdo a la temperatura. Se tendrá en cuenta la siguiente tabla: (NTE OS.090, 2009, p.29)

Tabla 36. Relación entre el tiempo de digestión y la temperatura.

TEMPERATURA (°C)	TIEMPO DE DIGESTION (DÍAS)
5	110
10	76
15	55
20	40
≥25	30

Fuente: NTE OS.090 (2009).

Alternativamente se determinará el volumen del compartimiento de lodos considerando un volumen de 70 litros por habitante para la temperatura de 15°C. Para otras temperaturas este volumen unitario se debe multiplicar por un factor de capacidad relativa de acuerdo a los valores de la siguiente tabla: (NTE OS.090, 2009, p.30)

Tabla 37. Relación de temperatura y FCR para el almacenamiento y digestión de lodos.

TEMPERATURA (°C)	FACTOR DE CAPACIDAD RELATIVA
5	2.0
10	1.4
15	1.0
20	0.7
≥25	0.5

Fuente: NTE OS.090 (2009).

La altura máxima de lodos deberá estar 0,50 m por debajo del fondo del sedimentador.

$$Vd = \frac{70 * P * fcr}{1000}$$

Donde:

Fcr: factor de capacidad relativa, ver tabla 37.

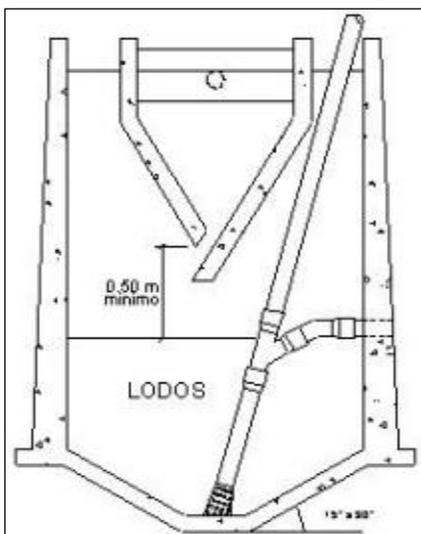
Pd: Población de diseño.

$$Vd = \frac{70 * 718 * 1}{1000}$$

$$Vd = 50.26 \text{ m}^3$$

El fondo del compartimiento tendrá la forma de un tronco de pirámide, cuyas paredes tendrán una inclinación de 15° a 30° con respecto a la horizontal. (NTE OS.090, 2009, p.30)

Figura 49. Estructura del digestor.



Fuente: NTE OS.090 (2009).

c. Extracción de lodos.

El diámetro mínimo de la tubería para la remoción de lodos será de 200 mm y deberá estar ubicado 15 cm por encima del fondo del tanque.

Para la remoción se requerirá de una carga hidráulica mínima de 1,80 m. (NTE OS.090, 2009, p.30).

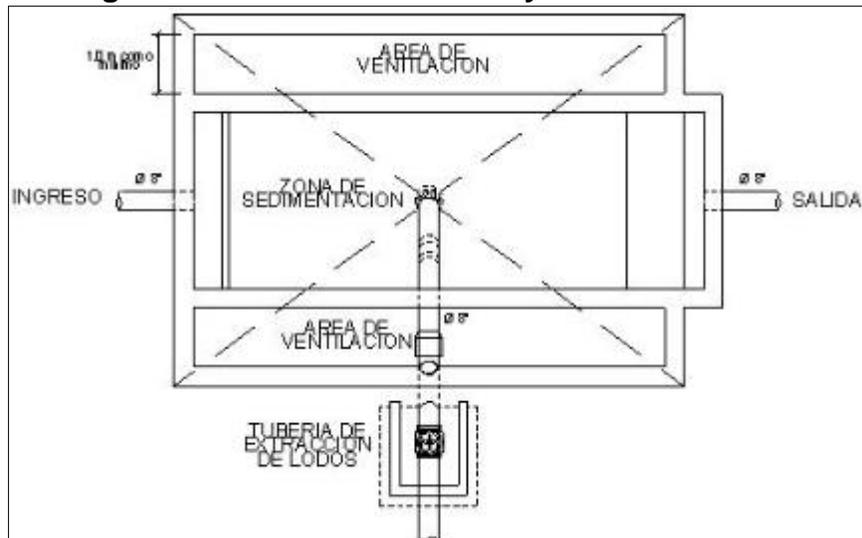
d. Área de ventilación y cámara de natas.

Para el diseño de la superficie libre entre las paredes del digestor y el sedimentador (zona de espuma o natas) se tendrán en cuenta los siguientes criterios: (OPS/CEPIS/05.163, 2005, p.17)

UNATSABAR).

- El espaciamiento libre será de 1,0 m como mínimo.
- La superficie libre total será por lo menos 30% de la superficie total del tanque.
- El borde libre será como mínimo de 0,30 cm.

Figura 50. Área de ventilación y cámara de natas.



Fuente: OPS/CEPIS/05.163 (2005).

e. Lechos de secados de lodos.

Los lechos de secado de lodos son generalmente el método más simple y económico de deshidratar los lodos estabilizados (lodos digeridos), lo cual resulta lo ideal para pequeñas comunidades.

- ✓ **Carga de sólidos que ingresa al sedimentador (C, en Kg de SS/día).**

$$C = Q * SS * 0.0864$$

Donde:

SS: Sólidos en suspensión en el agua residual cruda, en mg/l.

Q: Caudal promedio de aguas residuales.

A nivel de proyecto se puede estimar la carga en función a la contribución per cápita de sólidos en suspensión, de la siguiente manera:

$$C = \frac{\text{Poblacion} * \text{Contribucion per cápita}(\text{grSS/hab} * \text{dia})}{1000}$$

En las localidades que cuentan con el servicio de alcantarillado, la contribución per cápita se determina en base a una caracterización de las aguas residuales.

Cuando la localidad no cuenta con alcantarillado se utiliza una contribución per cápita promedio de 90 gr.SS/ (hab*día). (OPS/CEPIS/05.163, 2005, p.18)

$$C = \frac{718 * 90}{1000}$$

$$C = 64.62 \text{ kg. SS/día}$$

Masa de sólidos que conforman los lodos (Msd, en Kg SS/día).

$$Msd = (0.5 * 0.7 * 0.5 * C) + (0.5 * 0.3 * C)$$

$$Msd = (0.5 * 0.7 * 0.5 * 64.62) + (0.5 * 0.3 * 64.62)$$

$$Msd = 21.0015 \text{ kg. SS/día}$$

✓ **Volumen diario de lodos digeridos (Vld, en litros/día).**

$$Vld = \frac{Msd}{\rho_{lodo} * (\%desólidos/100)}$$

Donde:

ρ_{lodo} : Densidad de los lodos, igual a 1,04 Kg/l.

% de sólidos: % de sólidos contenidos en el lodo, varía entre 8 a 12%.

$$Vld = \frac{21.0015}{1.04 * (10/100)}$$

$$Vld = 201.94 \text{ lt/día}$$

✓ **Volumen de lodos a extraerse del tanque (Vel, en m3).**

$$Vel = \frac{Vld * Td}{1000}$$

Dónde:

Td: Tiempo de digestión, en días (ver tabla 36).

$$Vel = \frac{201.94 * 70}{1000}$$

$$Vel = 14.14 m^3$$

✓ **Área del lecho de secado (Als, en m2).**

$$Als = \frac{Vel}{Ha}$$

Dónde:

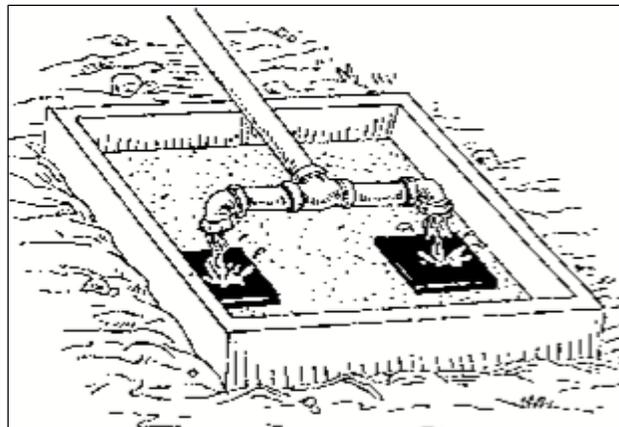
Ha: Profundidad de aplicación, entre 0.20 a 0.40m.

$$Als = \frac{14.14}{0.30}$$

$$Als = 47.13 m^2$$

El ancho de los lechos de secado es generalmente de 3 a 6 m., pero para instalaciones grandes puede sobrepasar los 10 m. (OPS/CEPIS/05.163, 2005, p.19)

Figura 51. Lecho de secado.



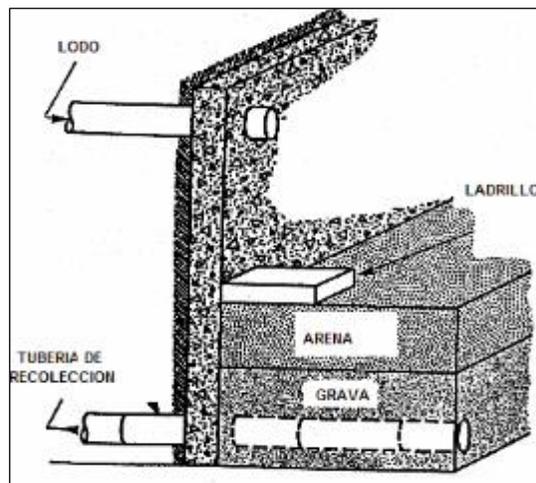
Fuente: OPS/CEPIS/05.163 (2005).

f. Medio de Drenaje.

El medio de drenaje es generalmente de 0,30 de espesor y debe tener los siguientes componentes:

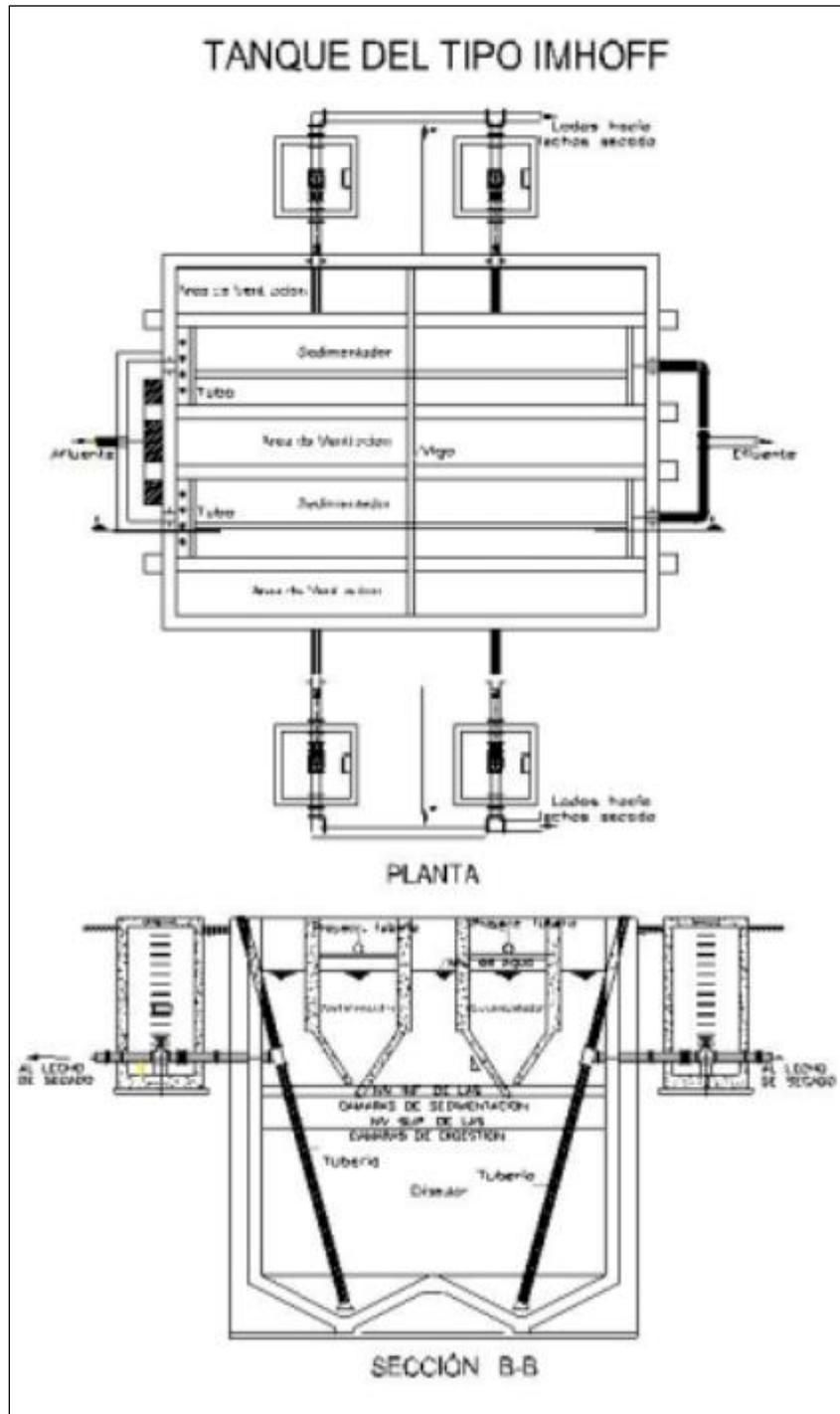
- El medio de soporte recomendado está constituido por una capa de 15 cm. Formada por ladrillos colocados sobre el medio filtrante, con una separación de 2 a 3 cm. Llena de arena. (OPS/CEPIS/05.163, 2005, p.20)
- La arena es el medio filtrante y debe tener un tamaño efectivo de 0,3 a 1,3 mm., y un coeficiente de uniformidad entre 2 y 5. (OPS/CEPIS/05.163, 2005, p.20)
- Debajo de la arena se deberá colocar un estrato de grava graduada entre 1,6 y 51 mm (1/6" y 2") de 0,20 m de espesor. (OPS/CEPIS/05.163, 2005, p.20)

Figura 52. Vista lateral del lecho de secado.



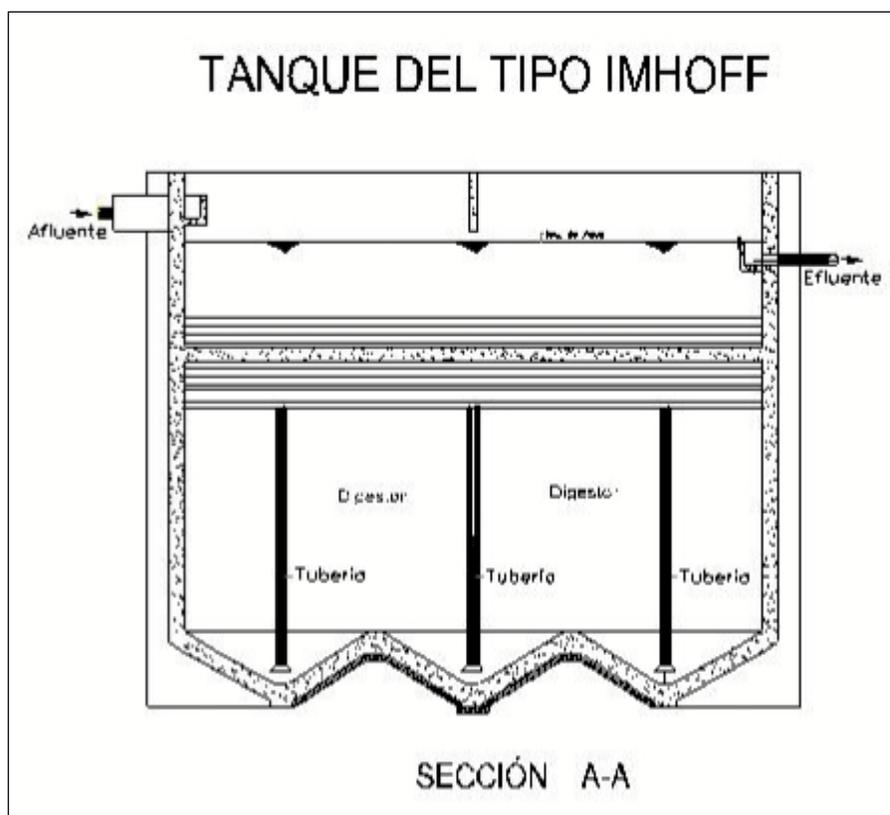
Fuente: OPS/CEPIS/05.163 (2005).

Figura 53. Vista en Planta del tanque IMHOFF.



Fuente: OPS/CEPIS/05.163 (2005).

Figura 54. Vista en perfil del tanque IMHOFF.



Fuente: OPS/CEPIS/05.163 (2005).

VII. DISCUSIÓN DE RESULTADOS

7.1. Interpretación de resultados

Los resultados obtenidos durante el desarrollo de la propuesta de diseño de un sistema de agua potable y alcantarillado sanitario para el caserío El Progreso, aplicando fórmulas matemáticas y el uso del software WaterGEMS y SewerGEMS, nos da como resultado una buena alternativa de eficiencia en todo los aspectos para realizar el diseño hidráulico de un sistema de agua potable, que nos permite tener un planteamiento de solución frente a la situación actual de la población, que viene acogiendo durante bastante tiempo, en cuanto al diseño del sistema de alcantarillado sanitario con planta de tratamiento es indispensable para la población, ya que sin este el sistema de alcantarillado sanitario, no se pudiera evacuar las aguas residuales domesticas u otras, a una planta de tratamiento, ya que se plantea incluir una planta de

tratamiento de aguas residuales, donde se pueda desembocar y tratar todas las aguas residuales, y así no contaminar la zona del proyecto y aledañas.

- A través de los estudios básicos realizados se identificó las viviendas que no cuentan con un servicio básico de agua potable y alcantarillado sanitario, permitiéndonos conocer una cantidad de 160 viviendas que necesitan los servicios básicos mencionados. Teniendo una densidad poblacional de 4.30 hab/vivienda. Actualmente el caserío el Progreso cuenta 694 habitantes.
- La oferta ($Q_{\text{mínimo fuente}} = 1.302 \text{ l/s}$) es mayor que la demanda ($Q_{\text{md}} = 1.118 \text{ l/s}$), por lo tanto nos indica que la fuente cubre con el abastecimiento de agua potable a la población intervenida.
- Los resultados obtenidos del modelamiento hidráulico en la línea de conducción, aducción y red de distribución a través del software WaterGEMS, se ha verificado lo siguiente; la presión estática y dinámica, velocidad, diámetro y el caudal, para establecer el cumplimiento de los parámetros de diseño según la norma técnica: Opciones Tecnológicas para Sistemas de Saneamiento en el Ámbito Rural (2018).
- El caudal de diseño para la red de alcantarillado sanitario es la suma de los siguientes caudales:
 - Caudal de contribución: 1.328 lts/seg.
 - Caudal de agua de Infiltración: 0.0002 lts/seg.
 - Caudal de infiltración por precipitación pluvial: 0.167 lts/seg.
 - Caudal por conexiones erradas: 0.0 lts/seg.Se consideró un caudal de diseño 1.50 lts. /seg. Es el caudal a evacuarse por las tuberías y buzones planteados.
- El caudal de aporte de cada tramo, no debe ser menor a 1.5 lts. /seg, según la norma OS.070 Redes de aguas residuales.

7.2. Comparación de resultados

Los resultados del modelamiento hidráulico mediante el software del WaterGEMS, se han verificado que existen tramos de tuberías donde el parámetro velocidad es inferior a 0.3 m/s, ya que según la Norma Técnica de Diseño “Opciones Tecnológicas para Sistemas de Saneamiento en el Ámbito Rural (2018)”, nos indica que las velocidades no deben ser inferiores a 0.3 m/s, pero en esta ocasión está justificado, por tener caudales muy pequeños, por lo tanto debemos considerar diámetros mínimos, de acuerdo a la Norma Técnica de Diseño “Opciones Tecnológicas para Sistemas de Saneamiento en el Ámbito Rural (2018), lo que nos resulta velocidades menores al límite permisible. Para lo cual se debe considerar ubicación de válvulas de purga en las zonas más bajas según la topografía de la zona. Este resultado se compensa con buenas presiones de servicios al final de los tramos.

En el diseño hidráulico del alcantarillado sanitario se usaron algunos parámetros de diseño que se emplearon en el diseño de agua potable. En el diseño hidráulico de alcantarillado sanitario se realizó en cálculo para el caudal de contribución de alcantarillado siendo este el 80% del caudal máximo horario, y dando como resultado 1.328 lts/seg.

En el cálculo hidráulico del alcantarillado sanitario obtuvimos una pendiente de terreno al momento de ubicar de buzón y buzón, una pendiente calculada, un diámetro calculado, un diámetro comercial, que finalmente nos permitió obtener una velocidad final por cada tramo, cumpliendo con el reglamento de edificaciones OS.070 Redes de aguas residuales.

VIII. CONCLUSIONES

- Se realizó el diagnóstico de la situación actual del sistema de agua potable y de la zona de estudio, para luego realizar la recopilación de datos de campo necesario para la propuesta de un diseño de agua potable y alcantarillado sanitario, según la norma técnica: Opciones tecnológicas para sistemas de saneamiento en el ámbito rural y la OS.070 Redes de aguas residuales.
- Se realizó los estudios básicos (el estudio topográfico y el estudio mecánica de suelos), que fue fundamental para la obtención de información para el planteamiento del diseño de un sistema de agua y alcantarillado sanitario y también la planta de tratamiento, bajo los criterios técnicos.
- Se determinó a través de los cálculos matemáticos los parámetros de diseño del sistema de agua y alcantarillado; la población de diseño, los factores de consumo, demanda de agua, y otras consideraciones, según la normativa técnica: Opciones tecnológicas para sistemas de saneamiento en el ámbito rural y el reglamento de edificaciones OS.070 y OS.090.
- Se realizó el diseño de la captación tipo manantial en ladera y concentrado, teniendo en cuenta los parámetros y criterios técnicos de diseño según la norma Técnica. Opciones Tecnológicas para Sistemas de Saneamiento en el Ámbito rural.
- Se realizó el diseño hidráulico de las redes de distribución utilizando el método Longitud equivalente para determinar los caudales de cada tramo en una red abierta. Luego se utilizó una hoja de cálculos para encontrar las presiones de cada nodo, diámetros y velocidades de la red, y finalmente se pasó a realizar el modelamiento hidráulico de la red a través del software Watergems y verificar los resultados obtenidos con las hojas de cálculos.

- Se realizó el diseño de la línea de conducción con una longitud de 2334.60 ml. y la línea de aducción con una longitud de 80.0 ml; ambos componentes se consideró un diámetro de tubería de 1 ½", según nuestros cálculos realizados, y se corroboró a través del software WaterGEMS.
- Se diseñó 5 cámaras rompe presión de tipo 6 y 2 cámaras rompe presión tipo 7, teniendo en cuenta los parámetros y criterios técnicos de diseño de la norma técnica: Opciones tecnológicas para sistemas de saneamiento en el ámbito rural.
- Se realizó el diseño hidráulico de las redes de alcantarillado sanitario, utilizando una hoja de cálculos para determinar los caudales de aporte de cada tramo, la pendiente mínima y de terreno, los diámetros calculados, la velocidad inicial y final y la tensión tractiva de cada tramo, y finalmente se realizó el modelamiento hidráulico a través del software SewerGEMS y corroborar los resultados obtenidos con las hojas de cálculos.

IX. RECOMENDACIONES

- Se recomienda realizar la visita de campo por parte del proyectista para la recopilación de información real de la situación del proyecto, como el estado y el funcionamiento de los componentes del sistema de agua, presenciar los estudios de suelo, hídrico y topográfico que se pueda realizar. También es importante considerar la participación de la población.
- Se recomienda que el trazado de las redes de agua potable y la ubicación de las estructuras hidráulicas (cámaras rompe presión T-6 y T-7), sean por zonas de buena accesibilidad, y tener cuidado con la instalación, ya que son frágiles a los golpes así como la exposición del sol.
- Se recomienda que en el sistema de agua potable y alcantarillado se debe emplear material de buena calidad, así como las tuberías y accesorios con el fin de mejorar la prestación de servicio, la eficiencia y el costo operacional.
- Se recomienda una capacitación para la población del caserío el Progreso, sobre el uso y la importancia del agua potable. También a la comisión del JASS, que serán responsable del manejo y funcionamiento del sistema de agua potable.
- Se recomienda para el diseño de alcantarillado sanitario considerar zonas de accesible ingreso para realizar el trazo de las redes principales, secundarias y buzones, para luego no generar inconvenientes al momento de la ejecución, sin alterar los criterios técnicos establecidos por la norma OS.070 Redes de aguas residuales.
- Finalmente se recomienda que la planta de tratamiento de aguas residuales se encuentre retirado considerablemente de las viviendas, porque es un riesgo que les podría afectar a la población en la salud pública y generar contaminación al medio ambiente.

X. REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- Resolución Ministerial N° 192-2018-vivienda (2018) “NORMA TECNICA DE DISEÑO: OPCIONES TECNOLOGICAS PARA SISTEMAS DE SANEAMIENTO EN EL AMBITO RURAL”.
- Agüero Pittman Roger. (1997). Agua Potable Para Poblaciones Rurales, Sistema De Abastecimiento Por Gravedad Sin Tratamiento.
- Rodríguez Ruiz, Pedro. (2001). Abastecimiento de Agua.
- Aguirre Morales Fredy. (2015). Abastecimiento de Agua Potable para Comunidades Rurales.
- López Cualla Ricardo Alfredo. (1990). Elementos de diseño para acueductos y Alcantarillados. 1ra ed. EDITORIAL ESCUELA COLOMBIANA DE INGENIERÍA.
- Asociación Servicios Educativos Rurales. (2008). Orientaciones sobre agua y saneamiento para zonas rurales
- WaterCad/GEMS V8i, Water Distribution Design and Modeling, Basic Course (Spanish Edition Manual) (2014). Bentley Institute Course Guide.
- ZELADA BAZAN, Susana K., R.2019 “Diseño de sistema integral de agua potable y alcantarillado en el caserío San José de Japaima, distrito de Nieva, provincia de Condorcanqui”
<http://repositorio.unprg.edu.pe/handle/UNPRG/5062>
- MACHADO CASTILLO, Giancarlo. R.2018 “Diseño del Sistema de Abastecimiento de Agua Potable del centro poblado Santiago, distrito de Chalaco, Morropon – Piura” (Tesis de Saneamiento Básico).
<http://repositorio.unp.edu.pe/handle/UNP/1246>

ANEXOS

DATOS ESTADÍSTICOS DE INEI

CUADROS SEGÚN NIVEL GEOGRÁFICO

DEPARTAMENTO: PROVINCIA: DISTRITO:

CATEGORIA: CENTRO POBLADO:

VER

Ver resultados

CARACTERÍSTICAS SOCIO-DEMOGRÁFICAS Y DE VIVIENDA CASERIO: EL PROGRESO	
DEPARTAMENTO : AMAZONAS	
PROVINCIA : UTCUBAMBA	
DISTRITO : CAJARURO	
CARACTERÍSTICAS	
DEMOGRÁFICAS	
1. POBLACION	286
Hombres	158
Mujeres	128

CARACTERÍSTICAS SOCIO-DEMOGRÁFICAS Y DE VIVIENDA CASERIO: EL PROGRESO	
DEPARTAMENTO : AMAZONAS	
PROVINCIA : UTCUBAMBA	
DISTRITO : CAJARURO	
CARACTERÍSTICAS	
DEMOGRÁFICAS	
1. POBLACION	286
Hombres	158
Mujeres	128

AMAZONAS: POBLACIÓN CENSADA URBANA Y RURAL Y TASA DE CRECIMIENTO PROMEDIO ANUAL, 2007 Y 2017

Año	Total	Población		Variación intercensal 2007-2017		Tasa de crecimiento promedio anual	
		Urbana	Rural	Urbana	Rural	Urbana	Rural
2007	375 993	129 534	246 459				
2017	379 384	157 560	221 824	28 026	- 24 635	2,0	-1,0

Fuente: INEI - Censos Nacionales de Población y Vivienda 2007 y 2017.

Entre los años 2007 y 2017, la población urbana censada se incrementó en 28 mil 26 personas, siendo la tasa de crecimiento promedio anual de 2,0%. Sin embargo, la población censada rural disminuyó en 24 mil 635 personas, lo que representa una tasa decreciente promedio anual de 1,0%.

← → ↻ No es seguro | sige.inei.gov.pe/test/atlas/ Inicio

INEI INSTITUTO NACIONAL DE ESTADÍSTICA E INFORMÁTICA

SISTEMA DE INFORMACIÓN GEOGRÁFICA
SISTEMA DE CONSULTA DE CENTROS POBLADOS

República del Perú

Área de selección

Ubicación

Departamento: AMAZONAS
Provincias: UTCUBAMBA
Distritos: CAJARURO
Centro Poblado:

Buscar

MILAGRO DE SANTA ROSA (UTCUBAMBA/CAJARURO)
SEDA FLOR (UTCUBAMBA/CAJARURO)
EL PROGRESO (UTCUBAMBA/CAJARURO)
HUAYACÁN (UTCUBAMBA/CAJARURO)
LA ESPERANZA (UTCUBAMBA/CAJARURO)
SAN PEDRO (UTCUBAMBA/CAJARURO)
LOS PATOS (UTCUBAMBA/CAJARURO)

Legenda del mapa

- Capital de distrito
- CCPP Urbano - 9
- CCPP Rural - 126
- Limite censal de departamento y provincia
- Limite censal de distrito

Descripción	Total
DEPARTAMENTO	AMAZONAS
PROVINCIA	UTCUBAMBA
DISTRITO	CAJARURO
CENTRO POBLADO	EL PROGRESO
CATEGORIA	-
CODIGO DE UBIGEO Y CENTRO POBLADO	0107020107
LONGITUD	-78.2050066667
LATITUD	-5.80365333333
ALTITUD	1637.7
POBLACION	300
VIVIENDA	120
AGUA POR RED PUBLICA	no
ENERGIA ELECTRICA EN LA VIVIENDA	si
DESAGUE POR RED PUBLICA	no
VIA DE MAYOR USO	camino carrozable
TRANSPORTE DE MAYOR USO	automovil
FRECUENCIA	diario

Exportar Salir

Descripción	Total
DEPARTAMENTO	AMAZONAS
PROVINCIA	UTCUBAMBA
DISTRITO	CAJARURO
CENTRO POBLADO	EL PROGRESO
CATEGORIA	-
CODIGO DE UBIGEO Y CENTRO POBLADO	0107020107
LONGITUD	-78.2050066667
LATITUD	-5.80365333333
ALTITUD	1637.7
POBLACION	300
VIVIENDA	120
AGUA POR RED PUBLICA	no
ENERGIA ELECTRICA EN LA VIVIENDA	si
DESAGUE POR RED PUBLICA	no
VIA DE MAYOR USO	camino carrozable
TRANSPORTE DE MAYOR USO	automovil
FRECUENCIA	diario

CÁLCULO DE LA DEMANDA DE AGUA

DETERMINACIÓN DE LOS PARÁMETROS DE DISEÑO

“PROPUESTA DE DISEÑO DE UN SISTEMA DE ABASTECIMIENTO DE AGUA POTABLE PARA EL CASERÍO EL PROGRESO, APLICANDO FÓRMULAS MATEMÁTICAS Y EL SOFTWARE WATERGEMS”

1.- MEMORIA DE CALCULO - DEMANDA DE AGUA

DATOS GENERALES DEL PROYECTO

Población Actual : 694 habitantes

I.- POBLACIÓN DE DISEÑO Y DEMANDA DE AGUA

A.- CÁLCULO DE LA POBLACIÓN FUTURA

El método más utilizado para el cálculo de la población futura en las zonas rurales es el analítico y con mas frecuencia el de crecimiento aritmético. Para lo cual se usa la siguiente expresión.

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

Donde: Pf = Población futura
Pa = Población actual
r = Coeficiente de crecimiento anual por mil habitantes
t = Tiempo en años (periodo de diseño)

A.1.- PERIODO DE DISEÑO

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

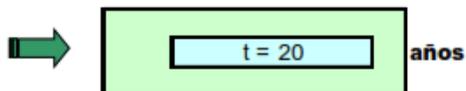
CUADRO 01.01	
Periodo de diseño recomendado para poblaciones rurales	
COMPONENTE	PERIODO DE DISEÑO
Obras de captación	20 años
Conduccion	10 a 20 años
Reservorio	20 años
Red principal	20 años
Red secundaria	10 años

CUADRO 01.02	
Periodo de diseño recomendado según la población	
POBLACIÓN	PERIODO DE DISEÑO
2,000 - 20,000	15 años
Mas de 20,000	10 años

Nota.- Para proyectos de agua potable en el medio rural las Normas del Ministerio de

Salud recomienda un periodo de diseño de 20 años para todo los componetes

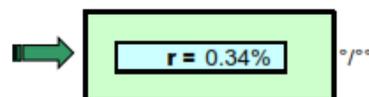
De la consideracion anterior se asume el periodo de diseño:



A.2.- COEFICIENTE DE CRECIMIENTO ANUAL (r)

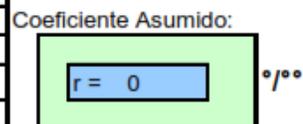
CASO 1: Cuando se cuenta con información censal de periodos anteriores. El coeficiente de crecimiento anual (r) , se calcula mediante el cuadro y fórmula descritos.

CALCULOS						
Coeficiente de crecimiento anual						
AÑO	Pa (hab.)	t (años)	P Pf-Pa	Pa.t	r P/Pa.t	r.t
1993	286	-	-	-	-	-
2007	300	14	-	-	-	-
2017	-	-	-	-	-	-
TOTAL	-	14	-	-	-	0.00342

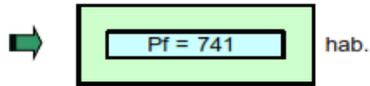


CASO 2: Cuando no existe información consistente, se considera el valor (r) en base a los coeficientes de crecimiento lineal por departamento según el cuadro 1.3

CUADRO 2.1			
Coeficiente de crecimiento lineal por departamento (r)			
DEPARTAMENTO	CRECIMIENTO ANUAL POR MIL HABITANTES (r)	DEPARTAMENTO	CRECIMIENTO ANUAL POR MIL HABITANTES (r)
Piura	30	Cusco	15
Huancavelica	25	Ayacucho	18
Cajamarca	25	Apurímac	15
Lambayeque	35	Arequipa	15
La Libertad	20	Puno	15
Ancash	10	Moquegua	10
Huánuco	25	Tacna	40
Junín	20	Loreto	10
Pasco	25	San Martín	30
Lima	25	Amazonas	40
Ica	32	Madre de Dios	40



Fuente: Ministerio de Salud



70320
17.58

B.- CÁLCULO DE LA DEMANDA DE AGUA

B.1.- DETERMINACIÓN DE LA DOTACIÓN

23.44

CUADRO 02.01 Dotación por números de habitantes	
POBLACIÓN (habitantes)	DOTACIÓN (l/hab/día)
Hasta 500	60
500 - 1000	60 - 80
1000 - 2000	80 - 100

Fuente: Ministerio de Salud

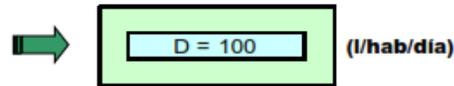
CUADRO 02.02 DOTACIÓN SEGÚN TIPO DE OPCION TECNOLÓGICA (l/hab./día)		
REGIÓN	Sin arrastre hidráulico (compostera y hoyo seco vent.)	Con arrastre hidráulico (tanque séptico mejorado)
Costa	60	90
Sierra	50	80
Selva	70	100

Fuente: Ministerio de Salud

También: Para sistemas de abastecimiento Indirecto (Piletas Públicas):

$$D = 30 - 50 \text{ lt / hab. / día}$$

Demanda de dotación asumido:



Dotación según la region.(Cuadro 02.02)

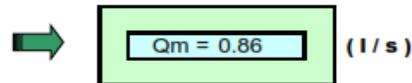
B.2.- VARIACIONES PERIODICAS

CONSUMO PROMEDIO DIARIO ANUAL (Qm)

Se define como el resultado de una estimación del consumo per cápita para la población futura del periodo de diseño, y se determina mediante la expresión:

$$Q_m = \frac{\text{Dotación} * P_f}{86400}$$

Donde: Qm = Consumo promedio diario (l / s)
Pf = Población futura
D = Dotación (l / hab / día)



CONSUMO MÁXIMO DIARIO (Qmd) Y HORARIO (Qmh)

Se definen como el día de máximo consumo de una serie de registros observados durante los 365 días del año, y la hora de máximo consumo del día de máximo consumo respectivamente.

$$Q_{md} = Q_m * 1.3$$

$$Q_{mh} = Q_m * 2.0$$

Donde:

Q_m = Consumo promedio diario (l / s)

Q_{md} = Consumo máximo diario (l / s)

Q_{mh} = Consumo máximo horario (l / s)

K_1, K_2 = Coeficientes de variación

El valor de K_1 para pob. rurales varia entre 1.2 y 1.5; y los valores de k_2 varían desde 1 hasta 4. (dependiendo de la población de diseño y de la región)

Valores recomendados y mas utilizados son:

$$K_1 = 1.3$$

$$K_2 = 2$$

o
o o



$$Q_{md} = 1.12$$

(l / s) Demanda de agua



$$Q_{mh} = 1.72$$

(l / s)

C.- AFOROS

NOMBRE DE LA FUENTE	CAUDAL	COMENTARIO
(Manantial de Ladera)	1.37 l/s	Fuente actual del sistema
-	- l/s	Fuente para cubrir el déficit de agua

Q = 1.37 lts/seg. Oferta de Agua



$$1.37 > 1.12$$

OKI

La oferta del recurso hidrico existente en epocas de estiaje no cubre la demanda de agua actual y el proyectado para un periodo de 20 años para lo cual se considera un mantenimiento al pozo tubular existente.

**DISEÑO HIDRÁULICO DE LA CAMARA DE
CAPTACIÓN TIPO MANANTIAL EN LADERA Y
CONCENTRADO**

DISEÑO DE UN SISTEMA DE AGUA POTABLE

"PROPUESTA DE DISEÑO DE UN SISTEMA DE ABASTECIMIENTO DE AGUA POTABLE PARA EL CASERÍO EL PROGRESO, APLICANDO FÓRMULAS MATEMÁTICAS Y EL SOFTWARE WATERGEMS"

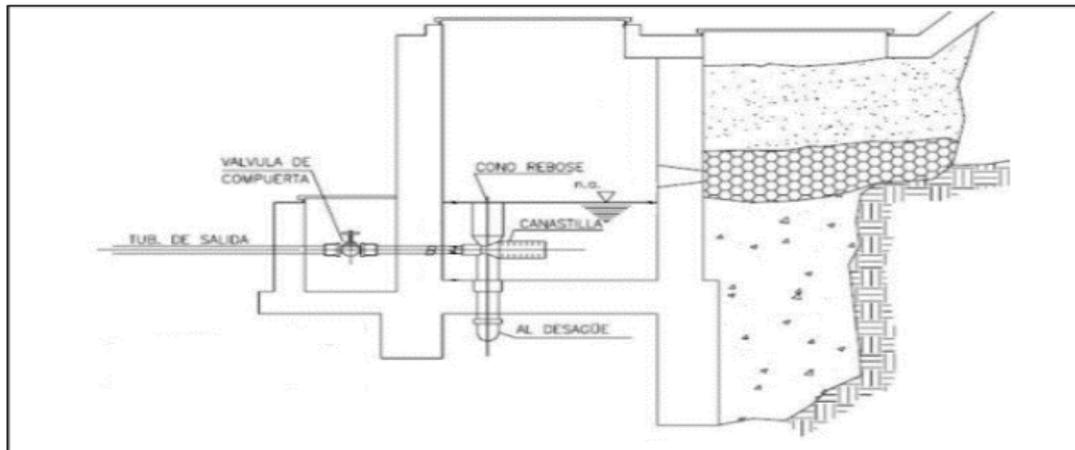
2.- MEMORIA DE CÁLCULO - CAPTACIÓN

DATOS GENERALES DEL PROYECTO

Población Actual : 694 hab.
Población Futura : 741 hab.

Caudal de Aforo : 1.37 l/s
Caudal Máximo de Aforo (+ 5%) : 1.44 l/s
Caudal Estandarizado de diseño : 1.50 l/s

DISEÑO DE LA CAPTACION - MANANTIAL DE LADERA Y CONCENTRADO



A .- CÁLCULO DE LA DISTANCIA ENTRE EL AFLORAMIENTO Y LA CAMARA HÚMEDA (L):

FÓRMULA:

$$L = 3.33 (h_0 - 1.56V_2^2/2g)$$

DONDE:

ho : Se recomienda valores entre 0.40 y 0.50m.

V₂: Velocidad de salida.recommendable menor a 0.60 m/s.

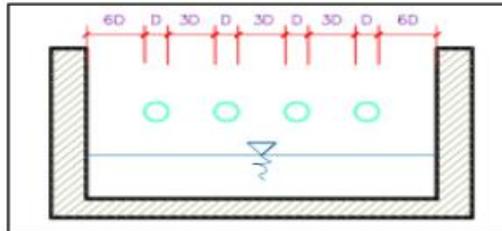
Considerando:

$$\begin{aligned} h_o &= 0.4 \text{ m.} \\ g &= 9.81 \text{ m/seg}^2 \\ V_2 &= 0.6 \text{ m/seg.} \end{aligned}$$

$$L = 1.24 \text{ m.}$$

$$L = 1.30 \text{ m.}$$

B.- CÁLCULO DEL ANCHO DE LA PANTALLA (b):



Tomando valores:

$$\begin{aligned} V &: 0.5 \text{ m/s} \\ Q_{\max} &: 0.0015 \text{ m}^3/\text{s} \\ C_d &: 0.8 \end{aligned}$$

CÁLCULO DEL DIÁMETRO DE LA TUBERIA DE INGRESO A LA CAPTACIÓN:

$$A = Q_{\max} / C_d * V$$

Donde:

Cd: Coeficiente de descarga(0.6 - 0.8)

V : Velocidad de descarga ≤ 0.6m/seg.

Qmax. : Caudal máximo del manantial (m3/seg)

A : Área total de las tuberías de salida.

$$0.0005556$$

$$A = 0.00375 \text{ m}^2$$

$$D = 6.91 \text{ cm.}$$

Asumiendo:

$$D = 1.50 \text{ Pulgadas}$$

$$; \text{ Aasumido} = 0.001140094 \text{ m}^2$$

$$N_A = \frac{\text{Area Dobtenido}}{\text{Area Dasumido}} + 1$$

Donde:

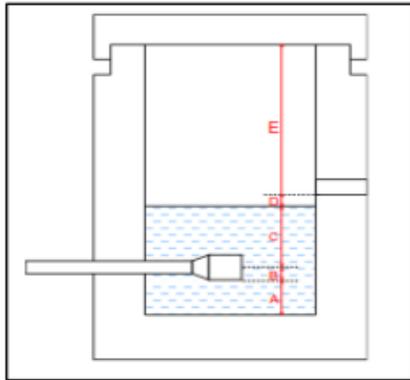
N_A : Número de orificios

$$N_A = 4.29 \approx 4 \text{ Unidades}$$

$$b = (9 + 4 N_A) * D$$

$$b = 0.94 \text{ m}$$

C.- DETERMINACION DE LA ALTURA DE LA CÁMARA HÚMEDA (Ht):



$$Ht = A + B + H + D + E$$

DONDE:

A = 10.00 cm.(Mínimo)

B = 1.5 Diámetro de la canastilla.

D = Desnivel mínimo (3.00 cm)

E = Borde Libre (10 - 30 cm.)

H = Altura del agua que permita una velocidad determinada a la salida de la tubería a la línea de conducción.(min 30cm.)



→ Qmd = 0.001500 m3/seg
g = 9.81 m/seg2
Ac = 0.0011 m2

V = 1.3163508 m/seg
H = 0.1377745 m.

Por lo tanto H = 0.30 m.

(altura mim. Recomendado 0.30m)

Asumiendo :

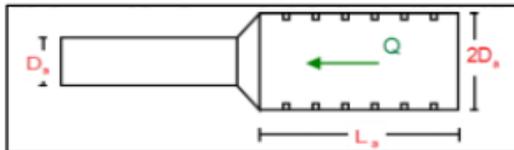
Dc =	1.50 Pulg.
E =	0.30 m.
D =	0.03 m.
A =	0.10 m.
B =	0.038 m.

0.7681



Ht = 0.90 m.

D.- DISEÑO DE LA CANASTILLA :



CONDICIONES:

At = 2 Ac

3 Dc < L < 6 Dc.

At ≤ 0.50 * Dg * L

$$N^{\circ} \text{ ranura} = \frac{At}{\text{Área de una ranura}}$$

Donde :
 At : Área total de las ranuras
 Ag : Área de la granada.



$$At = 0.00228 \text{ m}^2$$

CÁLCULO DE L:

$$3 \cdot D_c = 11.43 \text{ cm}$$

$$6 \cdot D_c = 22.86 \text{ cm}$$



$$L = 0.20 \text{ m}$$

$$Ag = 0.00114 \text{ m}^2$$

$$At = 0.00228 \text{ m}^2$$

$$0.5 \cdot D_g \cdot L = 0.02394 \text{ m}^2$$



$$0.02394 > 0.00228 \text{ -----> OK!}$$

$$N^\circ \text{ ranuras} = 65.1483$$

Por lo tanto :

$$N^\circ \text{ ranuras} = 65 \text{ Ranuras}$$

E .- DIMENSIONAMIENTO DE LA TUBERIA DE REBOSE Y LIMPIEZA :

FÓRMULA:



Donde :

Q = Caudal máximo de la fuente en m³/seg

S = Pendiente mínima (1 - 1.5 %) m/m

n = coeficiente de rugosidad de manning

D = diámetro de la tubería en m.



Datos:

$$n = 0.01 \text{ PVC}$$

$$S = 1 \%$$

$$Q = 1.44 \text{ lt/seg (caudal maximo)}$$

$$n \cdot Q = 1.4E-05$$

$$\sqrt{S} = 0.1$$

$$D = 0.06 \text{ m.} \approx 2.21 \text{ Pulg. Pulg. } 2 \text{ Pulg.}$$

DISEÑO HIDRÁULICO DE LA CAMARA ROMPE PRESIÓN T-6

DISEÑO CÁMARA ROMPE PRESIÓN TIPO 6

PROYECTO :

"PROPUESTA DE DISEÑO DE UN SISTEMA DE ABASTECIMIENTO DE AGUA POTABLE PARA EL CASERÍO EL PROGRESO, APLICANDO FÓRMULAS MATEMÁTICAS Y EL SOFTWARE WATERGEMS"

1. Cámara Rompe Presión:

Se conoce : $Q_{md} = 0.500$ l/s (Caudal máximo diario)

$D = 1.0$ pulg

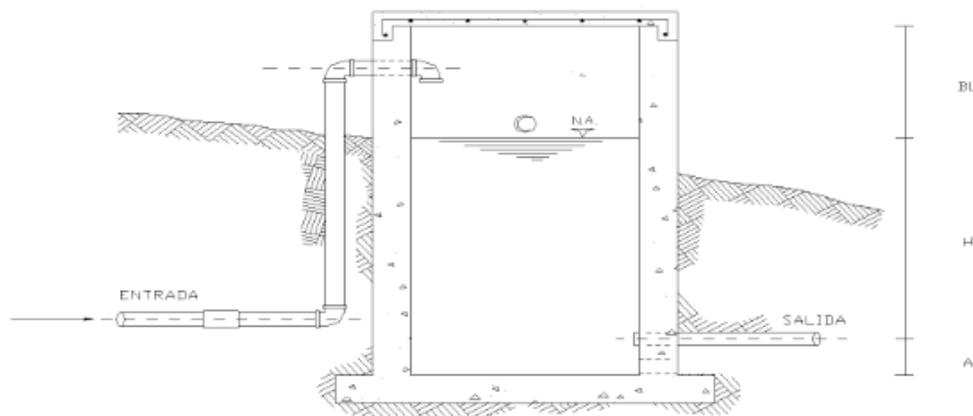
Del gráfico :

A: Altura mínima = 10.0 cm 0.10 m
H : Altura de carga requerida para que el caudal de salida pueda fluir
BL : Borde libre = 40.0 cm 0.40 m
Ht : Altura total de la Cámara Rompe Presión
 $H_t = A + H + BL$

Para determinar la altura de la cámara rompe presión, es necesario la carga requerida (H)
Este valor se determina mediante la ecuación experimental de Bernoulli.

Se sabe :

$$H = 1.56 * \frac{V^2}{2 * g} \quad \text{y} \quad V = \frac{Q}{A}$$



$$V = 0.99 \text{ m/s}$$

Reemplazando en:

$$H = 1.56 * \frac{V^2}{2 * g}$$

$$H = 0.077 \text{ m} \quad 8 \text{ cm}$$

Por procesos constructivos tomamos $H = 0.4 \text{ m}$

Luego :

$$\begin{aligned} H_t &= A + H + BL \\ H_t &= 0.1 + 0.4 + 0.4 \\ H_t &= 0.90 \text{ m} \end{aligned}$$

Con menor caudal se necesitarán menores dimensiones, por lo tanto la sección de la base de la cámara rompe presión para la facilidad del proceso constructivo y por la instalación de accesorios, consideraremos una sección interna de $0.60 * 0.60 \text{ m}$

2. Cálculo de la Canastilla:

Se recomienda que el diámetro de la canastilla sea 2 veces el diámetro de la tubería de salida

$$D_c = 2 \times D$$

$$D_c = 2 \quad \text{pulg}$$

La longitud de la canastilla (L) debe ser mayor 3D y menor que 6D

$$L = (3 \times D) \times 2.54 = 7.62 \text{ cm}$$

$$L = (6 \times D) \times 2.54 = 15.24 \text{ cm}$$

$$\text{Lasumido} = 20 \text{ cm}$$

Area de ranuras:

$$A_r = 7 \text{ mm} \times 5 \text{ mm} = 35 \text{ mm}^2$$

$$A_r = 35 \times 10^{-2} \text{ cm}^2$$

Area total de ranuras $A_t = 2 A_s$, Considerando A_s como el area transversal de la tubería de salida

$$A_s = \frac{\pi D_s^2}{4}$$

$$A_s = 5.07 \text{ cm}^2$$

$$A_t = 10.13 \text{ cm}^2$$

Area de A_t no debe ser mayor al 50% del area lateral de la granada (A_g)

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

$$A_g = 50.80 \text{ cm}^2$$

El numero de ranuras resulta:

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

$$N^{\circ} \text{ de ranuras : } 29$$

3. Rebose:

La tubería de rebose se calcula mediante la ecuación de Hazen y Williams (para $C=150$)

$$D = 4.63 * \frac{Q^{0.38}}{C^{0.38} S^{0.21}}$$

Donde:

D = Diámetro (pulg)
 Q_{md} = Caudal máximo diario (l/s)
 H_f = Pérdida de carga unitaria (m/m). Considera = 0.010

D = 1.39 pulg
 Considerando una tubería de rebose de 2 pulg.

RESUMEN

	Rango	Diámetro mínimo
Q_{md}	0.0 - 0.5lps	1.0 pulg
Q_{md}	0.5 - 1.0lps	1.0 pulg
Q_{md}	1.0 - 1.5lps	1.5 pulg

DISEÑO ESTRUCTURAL DEL RESERVORIO CIRCULAR APOYADO

PROYECTO :**"PROPUESTA DE DISEÑO DE UN SISTEMA DE ABASTECIMIENTO DE AGUA POTABLE PARA EL CASERÍO EL PROGRESO, APLICANDO FÓRMULAS MATEMÁTICAS Y EL SOFTWARE"****DISEÑO DE RESERVORIO (VOL. = 25.0 m³)****CRITERIOS DE DISEÑO**

- * 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 las paredes del reservorio.
- * Losa de fondo, se apoyará sobre una capa de relleno de concreto simple, en los planos se indica.
- * Se diseñará una zapata corrida que soportará el peso de los muros e indirectamente el peso del techo y la viga perimetral.
- * A su 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:

$$\begin{aligned}
 f'c &= 210 \text{ Kg/cm}^2 \\
 f'y &= 4200 \text{ Kg/cm}^2 \\
 q_{adm} &= 0.80 \text{ Kg/cm}^2 = 8.00 \text{ Ton/m}^2
 \end{aligned}$$

PREDIMENSIONAMIENTO

V :	Volumen del reservorio	25.00 m ³		
d _i :	Diametro interior del Reservorio		et :	Espesor de la losa del techo.
d _e :	Diametro 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.

Calculo de H :

Considerando las recomendaciones practicas, tenemos que para:

VOLUMEN (m ³)	ALTURA (m)	ALTURA DE 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 1000	10.00 como máx	1.00

$$\begin{aligned}
 \text{Asumiremos : } h &= 2.10 \text{ m.} & \text{Altura de salida de agua } h_s &= 0.15 \text{ m.} \\
 a &= 0.30 \text{ m.} & H = h + a + h_s &= 2.55 \text{ m.} \\
 & & HT = H + E \text{ losa} &= 2.75
 \end{aligned}$$

Calculo de d_i :

ok

Reemplazando los valores :

$$V = \frac{p \cdot d_i^2 \cdot h}{4}$$

$$\begin{aligned}
 \text{optamos por : } d_i &= 3.89 \text{ m.} \\
 d_i &= 3.90 \text{ m.}
 \end{aligned}$$

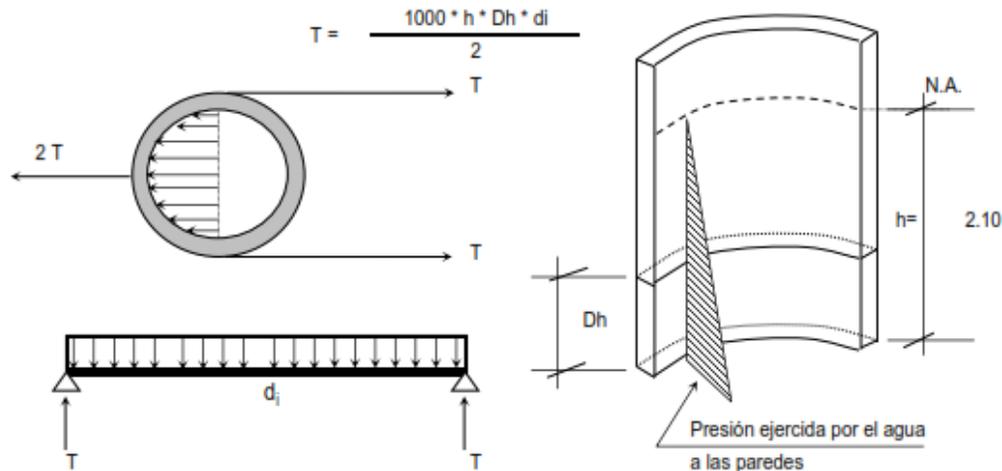
$$\text{Calculo de } f : \text{ Se considera } f = 1/6 \cdot d_i = 0.65 \text{ m.}$$

Calculo de ep :

Se calcula considerando dos formas :

$$\begin{aligned}
 1.- \text{ Según company: } ep &= (7 + 2h/100) \text{ cm.} \\
 h &= \text{ altura de agua en metros} = 2.10 \text{ m.} \\
 \text{Reemplazando, se tiene: } ep &= 11.20 \text{ cm.}
 \end{aligned}$$

- 2.- 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 $g_{\text{agua}} \cdot h$ (Kg/cm²), y el esfuerzo de tracción de las paredes de un anillo de altura elemental "h" a la profundidad "h" tal como se muestra en el gráfico es:



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

Reemplazando en la formula, tenemos : $T = 4095 \text{ Kg.}$

La Tracción será máxima cuando el agua llega $H = 2.55 \text{ m.}$

Reemplazando en la formula, tenemos : $T_{\text{max}} = 4972.5 \text{ Kg.}$

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

$T_c = f'c * 10\% * 1.00\text{m} * e_p$, igualando a "T" (obtenido)

$$4972.5 = 210.00 * 10.00\% * 100.00 * e$$

Despejando, obtenemos : $e_p = 2.37 \text{ cm.}$ es $< e_1$, no se tendrá en cuenta

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

$$e_p = 15 \text{ cm.}$$

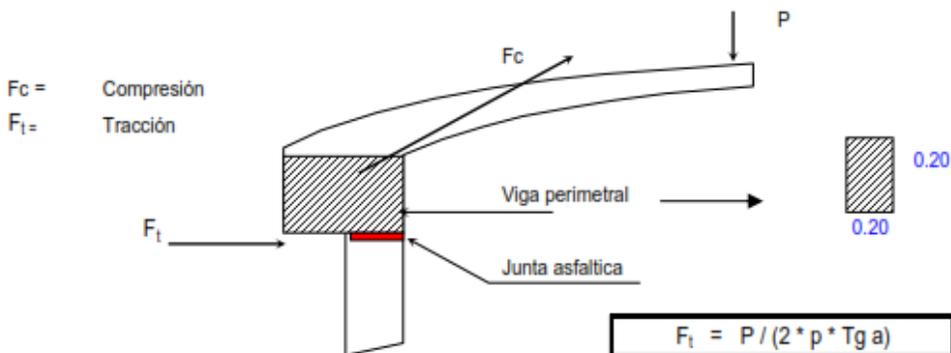
Calculo de d_e : $d_e = d_i + 2 * e_p = 4.20 \text{ m.}$

Calculo del espesor de la losa del techo e_t :

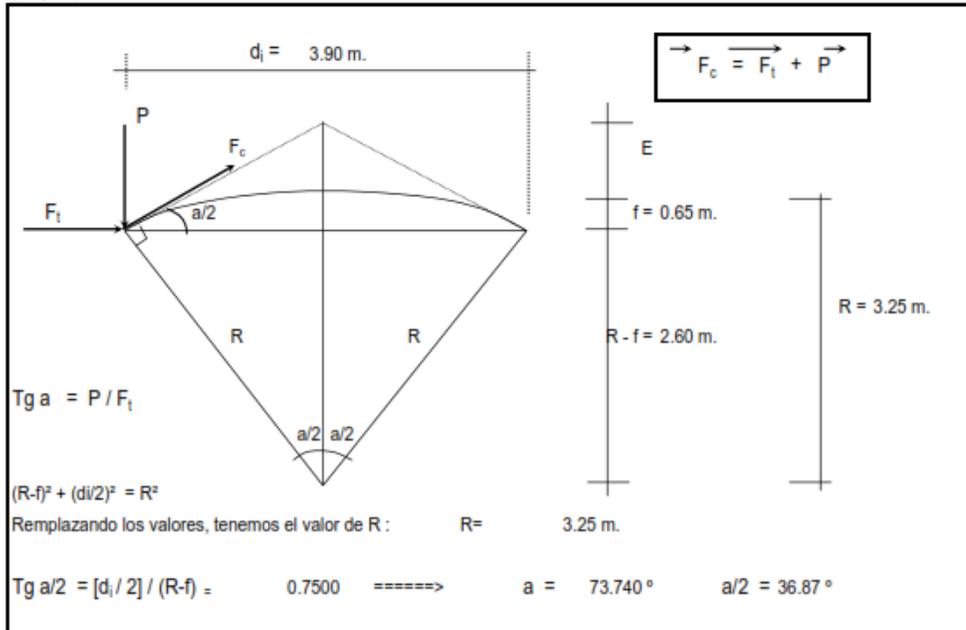
Como se indicaba anteriormente esta cubierta tendrá forma de bóveda, y se asentará sobre las paredes por intermedio de una junta de cartón asfáltico, evitándose así empotramientos que originarían grietas en las paredes por flexión.

Asimismo, la viga perimetral se comportará como zuncho y será la que contrarreste al empuje debido a su forma de la cubierta.

El empuje horizontal total en una cúpula de revolución es :



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 su forma de la cúpula (F_c y F_t).



Del Grafico :

$$F_c = P / \text{Seno } a$$

Metrado de Cargas :

Peso propio	=	150	Kg/m ²
Sobre carga	=	150	Kg/m ²
Acabados	=	100	Kg/m ²
Otros	=	50	Kg/m ²
TOTAL	=	450	Kg/m ²

$$\text{Area de la cúpula} = p * d_i^2 / 4 = 11.95 \text{ m}^2$$

$$\text{Peso} = P = 450 \text{ Kg/m}^2 * 11.95 \text{ m}^2 \rightarrow P = 5375.66 \text{ Kg}$$

Remplazando en las formulas, tenemos :

$$F_t = 1140.75 \text{ Kg}$$

$$F_c = 8959.43 \text{ Kg}$$

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

$$L_c = \pi * d_i = 3.90 * \pi = 12.25 \text{ m}$$

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

$$P / \text{ml} = F_c / L_c = 8959.43 / 12.25 = 731.25 \text{ Kg/ml}$$

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

$$0.45 * 210.00 * e_t = 731.25$$

$$\text{Primer espesor : } e_t = 0.08 \text{ cm}$$

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

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

$$V / ml = P / Lc = 5375.66 / 12.25 = 438.75 \text{ Kg/ml}$$

Esfuerzo permisible al corte por el concreto - Vu :

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

Igualamos esta ecuación al valor del cortante por metro lineal : V/ml

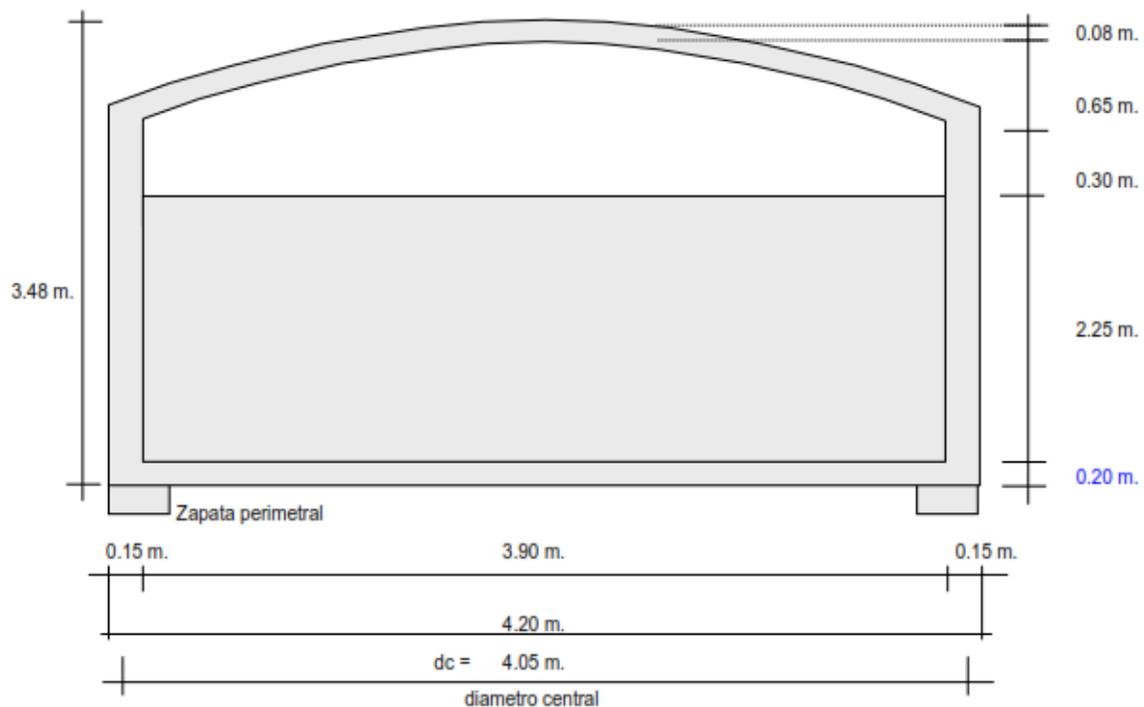
$$0.5 * 210^{1/2} * e_t = 438.75$$

$$\text{Segundo espesor : } e_t = 0.61 \text{ cm}$$

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

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

Valores del predimensionado :



Peso específico del concreto $\gamma_c = 2.40 \text{ Tn/m}^3$

Peso específico del agua $\gamma_a = 1.00 \text{ Tn/m}^3$

Zapata perimetral :

$b = 0.60 \text{ m.}$

$h = 0.50 \text{ m.}$

METRADO DEL RESERVORIO.

Losa de techo : e = 8.00 cm	$\pi \times di^2 \times e \times \gamma_c / 4 =$	2.66 Ton.
Viga perimetral	$\pi \times dc \times b \times d \times \gamma_c =$	1.22 Ton.
Muros o pedestales laterales	$\pi \times dc \times e \times h \times \gamma_c =$	11.68 Ton.
Peso de zapata corrida	$\pi \times dc \times b \times h \times \gamma_c =$	9.16 Ton.
Peso de Losa de fondo	$\pi \times di^2 \times e \times \gamma_c / 4 =$	5.73 Ton.
Peso del agua	$\pi \times di^2 \times h \times \gamma_a / 4 =$	26.88 Ton.
Peso Total a considerar :		57.33 Ton.

DISEÑO Y CALCULOS

Considerando lo siguiente :

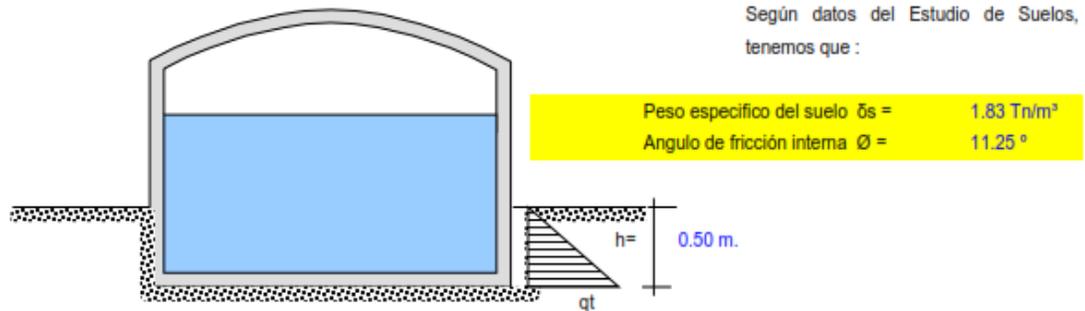
- Cuando el reservorio esta Vacío, la estructura se encuentra sometida a la acción del suelo, produciendo un empuje lateral; como un anillo sometido a una carga uniforme, repartida en su perimetro.
- Cuando el reservorio esta Lleno, la estructura se encuentra sometida a la acción del agua, comportandose como un portico invertido siendo la junta de fondo empotrada.

a.- Diseño del reservorio (Vacío).

Momentos flectores:

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

Cálculo del Valor de qt :



Vamos a considerar una presión del terreno sobre las paredes del reservorio de una altura de $h = 0.50$ m. es decir la estructura está enterrado a ésta profundidad.

Por mecánica de suelos sabemos que el coeficiente de empuje activo $Ka = \text{Tang}^2 (45 + \frac{\phi}{2})$

Además cuando la carga es uniforme se tiene que $Ws/c \implies Ps/c = Ka \cdot Ws/c$, siendo :

$$Ws/c = qt$$

$$Ps/c = \text{Presión de la sobrecarga} = \delta_s \cdot h = Ka \cdot qt$$

$$qt = \delta_s \cdot h / Ka$$

Remplazando tenemos:

$$Ka = 1.485$$

$$\text{Así tenemos que : } qt = 0.62 \text{ Tn/m}^2$$

$$\text{Aplicando el factor de carga útil : } qt_u = 1.55 \cdot qt = 0.96 \text{ Tn/m}^2$$

Cálculo de los Momentos flectores :

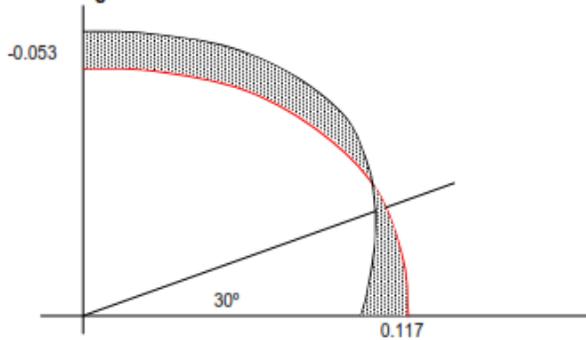
Datos necesarios : $r = \text{radio} = 2.10 \text{ m.}$
 $qt_u = 0.96 \text{ Tn/m}^2$
 $L_{\text{anillo}} = 13.19 \text{ m.}$

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

Cuando $0 \leq \theta \leq \pi/6$
 $Mu = qt \cdot r^2 / 2 (1 - \text{sen}\theta) - qt \cdot r^2 [1 - \cos(30 - \theta)]$

θ	Mu (T-m / anillo)	Mu (T-m / m-anillo)	θ	Mu (T-m / anillo)	Mu (T-m / m-anillo)
0.00°	-0.703	-0.053	0.00°	1.544	0.117
10.00°	-0.671	-0.051	5.00°	1.530	0.116
20.00°	-0.576	-0.044	10.00°	1.489	0.113
30.00°	-0.421	-0.032	15.00°	1.420	0.108
40.00°	-0.210	-0.016	20.00°	1.324	0.100
48.15°	-0.001	0.000	25.00°	1.202	0.091
60.00°	0.352	0.027	30.00°	1.055	0.080

Diagrama de Momentos :



Calculo de Esfuerzos cortantes.

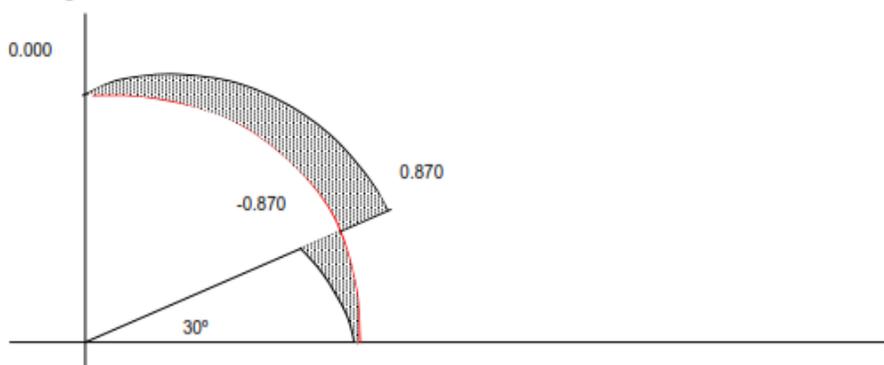
Cuando $0 \leq \theta \leq \pi/3$
 $Q = (1/r) \cdot dM/d\theta = qt_u \cdot r \cdot \text{sen}\theta / 2$

Cuando $0 \leq \theta \leq \pi/6$
 $Mu = qt_u \cdot r [-\cos\theta/2 + \text{sen}(30 - \theta)]$

θ	Mu (T-m / anillo)
0.00°	0.000
10.00°	0.174
20.00°	0.344
30.00°	0.502
40.00°	0.646
50.00°	0.770
60.00°	0.870

θ	Mu (T-m / anillo)
0.00°	0.000
5.00°	-0.152
10.00°	-0.302
15.00°	-0.450
20.00°	-0.595
25.00°	-0.735
30.00°	-0.870

Diagrama de Cortantes :



Cálculo de acero en las paredes del Reservorio debido a los esfuerzos calculados:

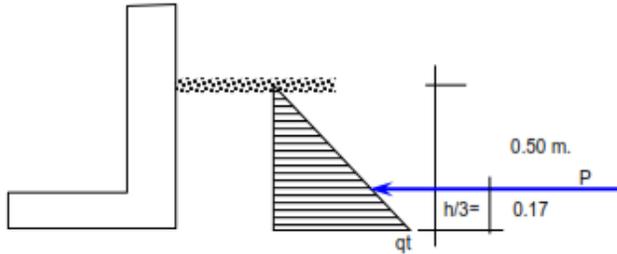
Acero Horizontal

ep = 15 cm. recubrim.= 2.5 cm f'c = 210 kg/cm² β = 0.85
 p min = 0.0020 f y = 4200 kg/cm² Ø = 0.90

M(Tn-m)	b (cm)	d(cm)	a (cm)	As (cm ²)	As min	As diseño	3/8	Total	Disposición
0.117	100.00	12.02	0.061	0.26	2.40	2.40	4	2.85	Ø 3/8 @ 0.25

Acero Vertical

Se hallará con el momento de volteo (Mv)



$$P = qt \cdot h / 2 = 1.316 \text{ Ton.}$$

$$Mv = P \cdot h / 3 = 0.219 \text{ Ton-m}$$

$$Mvu = 1.6 \cdot Mv = 0.351 \text{ Ton-m}$$

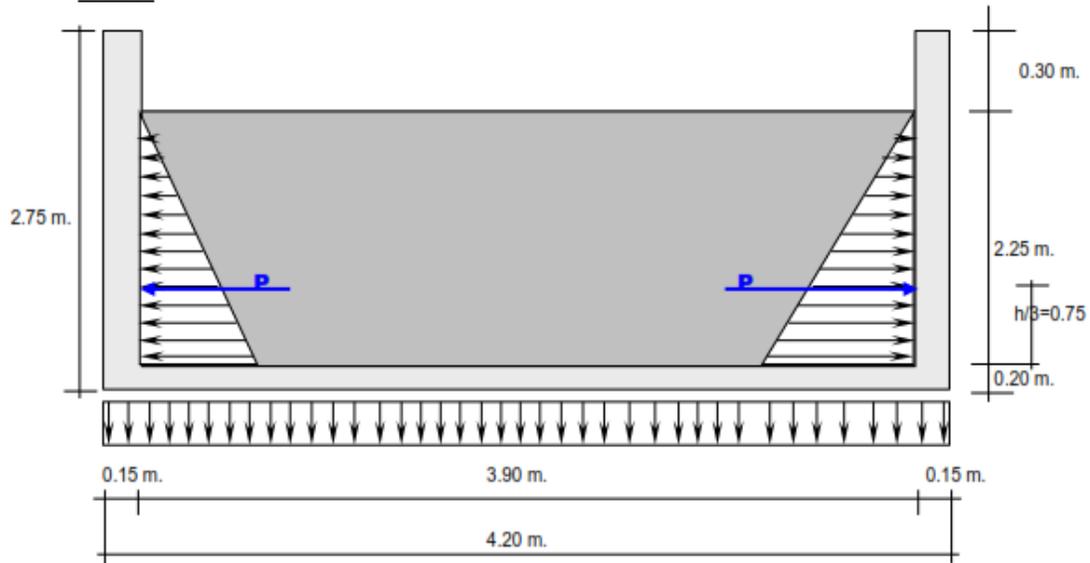
M(Tn-m)	b (cm)	d(cm)	a (cm)	As (cm ²)	As min	p=As/bd	3/8	Total	Disposición
0.351	100.00	12.02	0.183	0.76	2.40	0.0020	4	2.85	Ø 3/8 @ 0.25

b.- Diseño del reservorio (Lleno) considerando : la unión de fondo y pared Rígida (empotramiento).

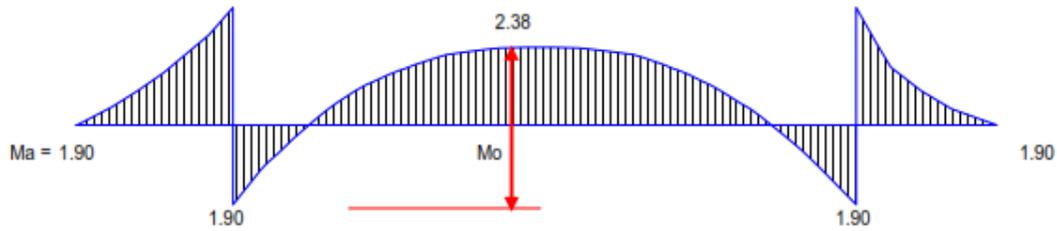
Si se considera el fondo y las paredes empotradas, se estaría originando momentos de flexión en las paredes y en el fondo de la losa, ambas deberán compartir una armadura para evitar el agrietamiento. Para ello se a creido combeniente dejar de lado la presión del suelo (si fuera semi enterrado), ademas 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 resistentes a la presión del agua. para ello se considera lo siguiente:

- *.- Los anillos horizontales que están resistiendo los esfuerzos de tracción.
- *.- Los marcos en "U", que serían las franjas verticales, denominados porticos 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 (generatrices).

Gráfico :



Analizando una franja de un metro de ancho, de los marcos en "U", tenemos el siguiente diagrama de momentos :



Calculando : $P = (\delta a \cdot H^2 / 2) \cdot 1.00 \text{ m.} = 2.53 \text{ Ton.}$
 $Ma = P \cdot H / 3 = 1.90 \text{ Ton-m}$
 $Mu = Ma \cdot 1.55 = 2.94 \text{ Ton-m}$

Para el momento en el fondo de la losa se despreciará por completo la resistencia del suelo.

Presión en el fondo $W = \delta a \cdot H = 2.25 \text{ Ton/m} = \text{Carga repartida}$

$Mo = W \cdot D^2 / 8 = 4.28 \text{ Ton-m.}$

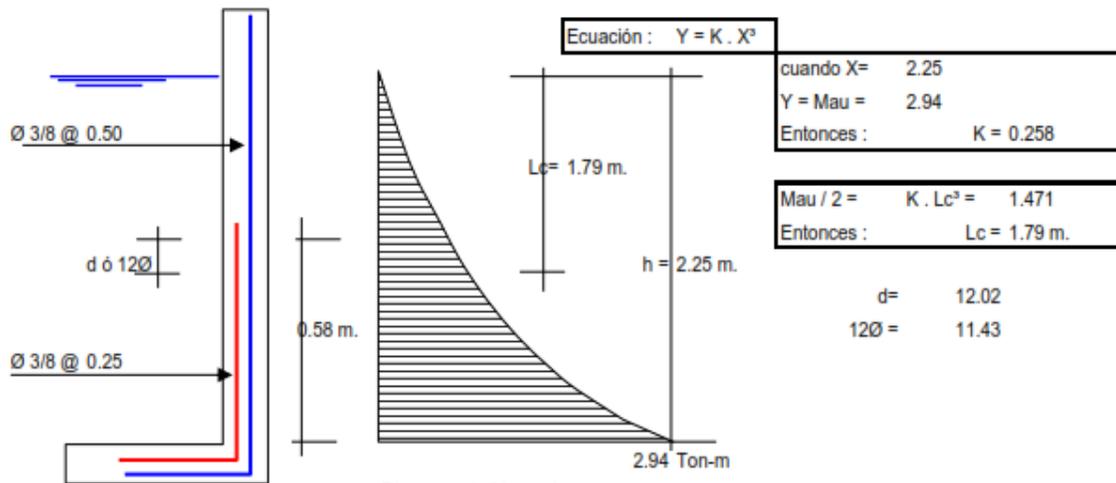
La tracción en el fondo será : $T = W \cdot D / 2 = 4.39 \text{ Ton.}$

Cálculo de acero en las paredes del Reservorio debido a los esfuerzos calculados:

Acero Vertical

$Mau = 2.94 \text{ Ton-m}$

M(Tn-m)	b (cm)	d(cm)	a (cm)	As (cm ²)	As min	p=As/bd	3/8	Total	Disposición
2.94	100.00	12.02	1.63	6.95	2.40	0.0058	4	2.85	Ø 3/8 @ 0.25



Cortante asumido por el concreto en una franja de 1.00 m.:

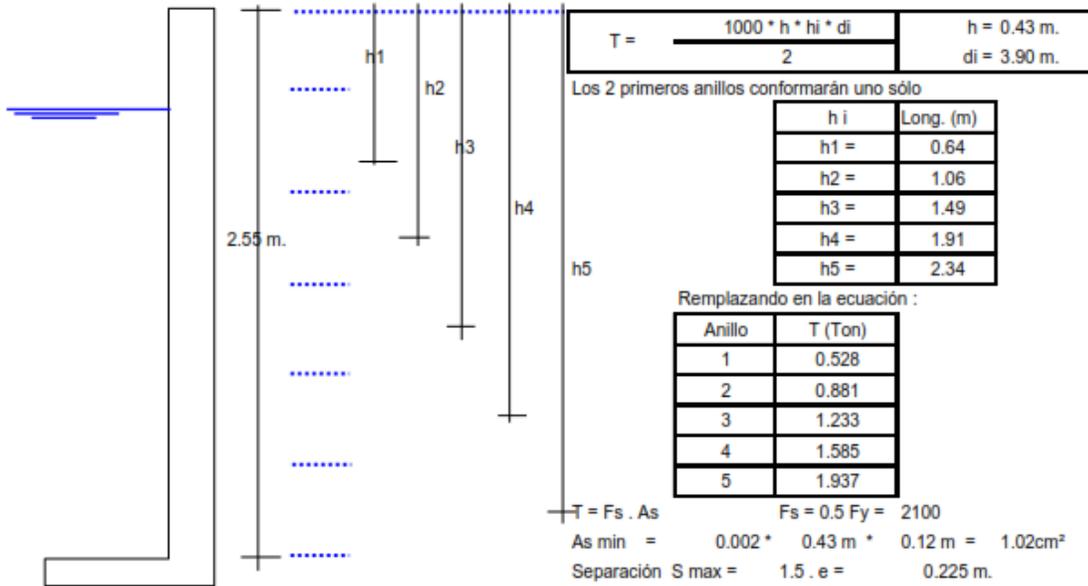
$Vc = \text{Ø} \cdot 0.5 \cdot \sqrt{210} \cdot b \cdot d$, siendo $b = 100 \text{ cm.}$
 $\text{Ø} = 0.85$ $d = 0.12 \text{ m.}$
 $Vc = 7.41 \text{ Ton.}$

La tracción en el fondo de la losa $Vu = T = 4.39 \text{ Ton.}$ $T < Vc, \text{ Ok!}$

Acero Horizontal :

Tal como se calculó para el predimensionamiento 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 :

6 anillos de 0.43 m. de altura



Por esfuerzo de tracción, tenemos que :

Anillo	T(Kg)	As (cm ²)	As (usar)	3/8"	Total cm ²	Disposición
1	528.33	0.25	1.02	2	1.43	Ø 3/8@ 0.225
2	880.55	0.42	1.02	2	1.43	Ø 3/8@ 0.213
3	1232.77	0.59	1.02	2	1.43	Ø 3/8@ 0.213
4	1584.98	0.75	1.02	2	1.43	Ø 3/8@ 0.213
5	1937.20	0.92	1.02	2	1.43	Ø 3/8@ 0.213

Asimismo consideramos acero mínimo en la otra cara del muro

Acero Longitudinal : lo consideramos como acero de montaje :

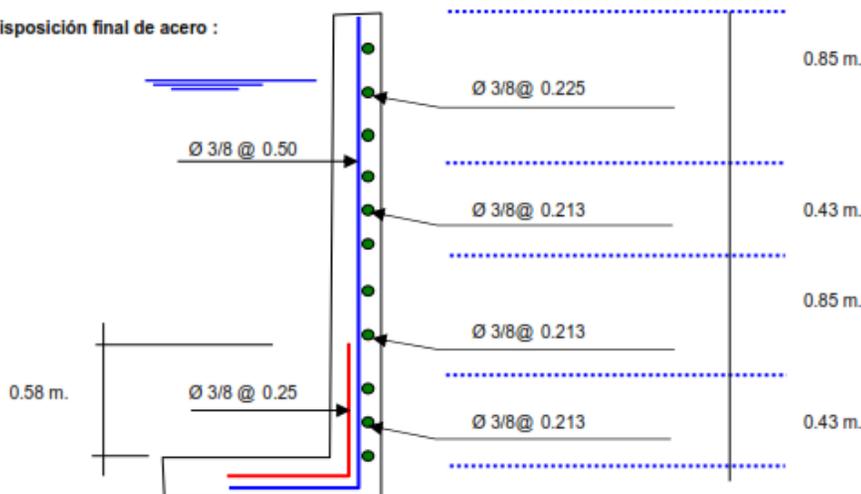
Ø 3/8 @ 0.25

Acero Horizontal : consideramos (2/3) del Acero mínimo

$\frac{2}{3} \cdot 1.02 \text{ cm}^2 = 0.68 \text{ cm}^2$

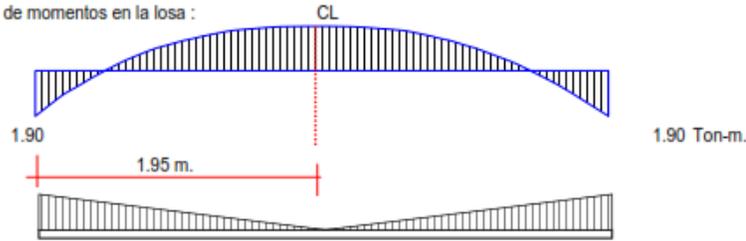
Ø 3/8 @ 1.00 m.

Disposición final de acero :



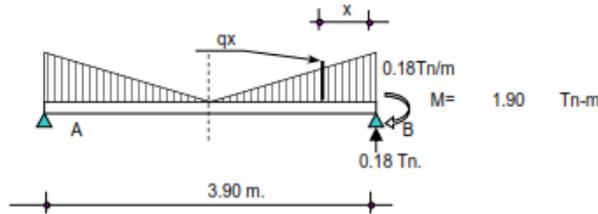
Diseño y Cálculo de acero en la losa de fondo del Reservorio :

Diagràma de momentos en la losa :



Peso Total = $\delta a \cdot H \cdot \pi \cdot R^2 = 26.88 \text{ Ton.}$

Carga unitaria por unidad de longitud = $q = H \cdot \delta a / \text{Longitud del circulo} = 0.18 \text{ Tn/m}$



Cálculo del cortante a una distancia "X" :

Se hallará el valor de "qx" en función de "x", $q_x = 0.094 \cdot (1.950 - X)$

Cortante "Vx" :

$$V_x = R - P - 0.5 \cdot (q' + q_x) \cdot X = 0.179 - 0.184 X + 0.047 X^2$$

Momento "Mx" :

$$M_x = -M + (R - P) \cdot X - q_x \cdot X^2 / 2 - (q' - q_x) \cdot X^2 / 3 = -1.90 + 0.179 x - 0.092 X^2 + 0.016 X^3$$

Valores :

X (m) =	0.00	0.33	0.65	0.98	1.30	1.63	1.95
V (Ton) =	0.18	0.24	0.32	0.40	0.50	0.60	0.72
M (Tn-m) =	-1.90	-1.85	-1.82	-1.80	-1.79	-1.78	-1.78

Chequeo por cortante :

Cortante asumido por el concreto en una franja de 1.00 m.:

$$V_c = \phi 0.5 \sqrt{210} \cdot b \cdot d, \text{ siendo } b = 100 \text{ cm.}$$

$$d = 0.20 \text{ m.}$$

$$\phi = 0.85$$

$$V_c = 12.32 \text{ Ton.}$$

La tracción máxima en la losa es $V_u = T = 0.72 \text{ Ton}$ $T < V_c, \text{ Ok!}$

$M_{au} = 1.55 \cdot 1.78 = 2.76 \text{ Tn - m}$

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
2.76	100.00	16.87	1.05	4.47	3.37	0.0027	4.47	1/2	Ø 1/2 @ 0.28 m

Acero de repartición, Usaremos el As min = 3.37

As usar	Ø	Disposición
3.37	3/8	Ø 3/8 @ 0.21 m

Diseño y Cálculo de acero en la cimentación :

Acero Negativo : Mau = 2.94 Ton-m

Longitud = $L_c = (12\phi \text{ ó } d) = 0.17 \text{ m.}$

$d = 16.87 \text{ cm}$

$12\phi = 15.24 \text{ cm}$

M(Tn-m)	b (cm)	d(cm)	a (cm)	As (cm ²)	As min	$\rho = As/bd$	As usar	ϕ	Disposición
2.94	100.00	16.87	1.12	4.77	3.37	0.0028	4.77	1/2	ϕ 1/2 @ 0.27 m

c.- Diseño de la zapata corrida :

La zapata corrida soportará una carga lineal uniforme de :

Losa de techo	:	2.66 Ton.				L = 12.25 m.
Viga perimetral	:	1.22 Ton.		Peso por metro lineal =		2.02 Ton/ml
Muro de reservorio	:	11.68 Ton.				
Peso de zapata	:	9.16 Ton.				
		<u>24.72 Ton.</u>				

Según el estudio de Suelos indica que : $q_u = 0.800 \text{ Kg/cm}^2$

Ancho de zapata corrida (b) $b = \text{Peso por metro lineal} / q_u = 2.02 / 0.800 = 0.25 \text{ m.}$

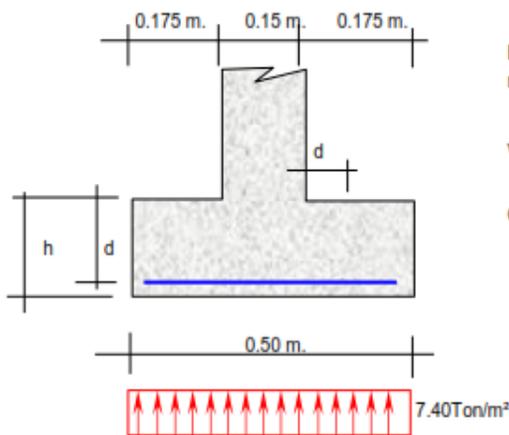
Para efectos de construcción asumiremos un $b = 0.50 \text{ m.}$, permitiendonos una reacción neta de :

$\sigma_n = \text{Peso por metro lineal} / b = 2.02 / 0.50 = 0.404 \text{ Kg/cm}^2$

se puede apreciar que la reacción neta $< q_u$, Ok!

La presión neta de diseño o rotura: $\sigma_{nd} = \delta_s * \text{Peso por metro lineal} / \text{Azap.} = \delta_s * \sigma_n = 1.83 \text{ Tn/m}^2 * 0.404 = 7.4 \text{ Ton/m}^2$

El peralte efectivo de la zapata se calculará tomando 1.00 metro lineal de zapata :



Bien se sabe que el cortante crítico o actuante está a una distancia "d" del muro, del gráfico podemos decir :

$$V_u = 7.40 * (1.00 - d) / b * d \quad b = 100 \text{ cm.}$$

Cortante asumido por el concreto :

$$V_c = \phi 0.5 \sqrt{210} \text{ , siendo } f_c = 210 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\phi = 0.85$$

$$\text{Reemplazando, tenemos } V_c = 61.59 \text{ Tn/m}^2$$

$$\text{Igualando a la primera ecuación : } d = 0.02 \text{ m.}$$

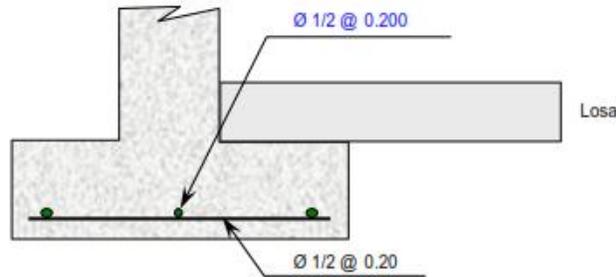
$$\text{recubrimiento : } r = 7.5 \text{ cm.} \quad h = d + r + \phi/2$$

$$h = 10.23 \text{ cm.}$$

$$\text{adoptamos un } h = 0.40 \text{ m.}$$

Momento actuante en la sección crítica (cara del muro) : $M = 7.4 \text{ Ton/m}^2 \cdot 0.175^2 / 2 = 0.113 \text{ Tn-m}$

M(Tn-m)	b (cm)	d(cm)	a (cm)	As (cm ²)	As min	p=As/bd	As usar	Ø	Disposición
0.113	100.00	31.87	0.022	0.09	6.37	0.0020	6.37	1/2	Ø 1/2 @ 0.20 m



d.- Diseño de la viga perimetral o de arranque.

Diseño por tracción :

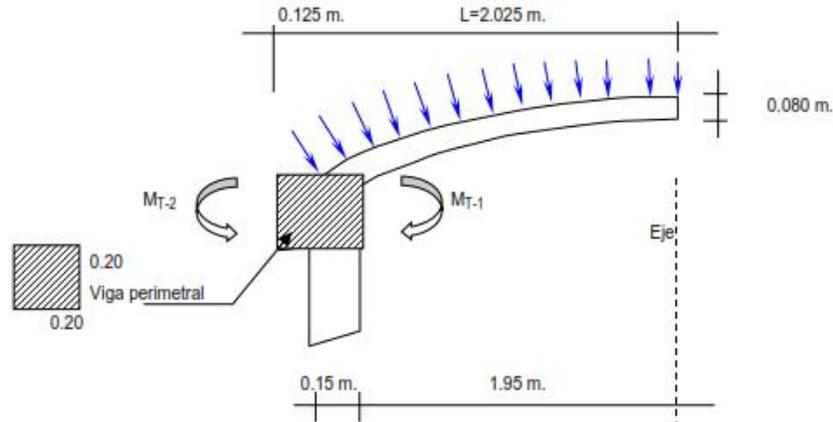
Se considera que la viga perimetral está sometida a tracción :

$$F_t = P / (2 \cdot p \cdot Tg \alpha)$$

$P = 5375.66 \text{ Kg.}$
 $\alpha = 73.74^\circ$

Reemplazando : $F_t = 249.54 \text{ Kg}$
 $As = F_t / f_s = F_t / (0.5 \cdot F_y) = 0.12 \text{ cm}^2$

Diseño por torsión :



Para el presente diseño aplicaremos un factor de carga para peso propio = 1.40
 factor por sobrecarga = 1.70

Metrado de Cargas :

Peso propio de viga	1.40 x	0.20 x	0.20 x	2.40 =	0.134 Ton/m
Peso propio de losa	1.40 x	0.080 x	2.40	=	0.2688 Ton/m ²
Sobre carga	1.70 x	0.150	=		0.255 Ton/m ²

Carga Total por m ² de losa				=	0.524 Ton/m ²
Carga Total por ml de viga	[0.524 x	(1.95 m.+ 0.20 /2)]	+ 0.134	=	1.208 Ton/ml

Cálculo de acciones internas :**Momento torsionante :**

$$M_{T-1} = 0.524 \times 1.95^2 / 2 = 0.996 \text{ Tn-m}$$

$$M_{T-2} = 0.134 \times 0.13^2 / 2 = 0.001 \text{ Tn-m}$$

$$M_T = M_{T-1} / 2 - M_{T-2} = 0.996 / 2 - 0.001 = 0.497 \text{ Tn-m}$$

Momento flexionante :

$$M_F = W \cdot L^2 / 2 = 1.208 \times 1.00^2 / 2 = 0.604 \text{ Tn-m}$$

Fuerza Cortante :

$$Q = W \cdot L / 2 = 1.208 \times 1.00 / 2 = 0.604 \text{ Tn/m}$$

$$V_u = V_c / (\phi \times b \times h) = 17.768 \text{ Tn/m}^2$$

$$\phi = 0.85$$

Cálculo de acero :**Refuerzo transversal :****Por Fuerza Cortante :**

$$V_u = 17.768 \text{ Tn/m}^2$$

$V_c > V_u$ No necesita acero por cortante

Cortante asumido por el concreto : $0.5 \cdot (F'c)^{1/2}$

$$V_c = 72.457 \text{ Tn/m}^2$$

Por Torsión :

$$M_T = 0.497 \text{ Tn-m}$$

Momento resistente por el concreto :

$$M_c = \sum [b^2 h (f'c)^{1/2} / b^{1/2}] \quad (\text{viga + losa})$$

$$M_c = \frac{0.20^2 \times 0.20 \times 210^{1/2}}{0.2^{1/2}} + \frac{1.95^2 \times 8.00 \times 210^{1/2}}{1.95^{1/2}}$$

$$M_c = 25922.96 + 315.68 = 26238.646 \text{ Kg-cm}$$

$$M_c = 0.262 \text{ Ton-m}$$

Se sabe que : $T_s = M_T - M_c = 0.497 + 0.262 = 0.235 \text{ Ton-m}$

$$A_s / S = T_s / [\phi_c \cdot F_y \cdot b_1 \cdot d]$$

$$\phi_c = 0.9900 \quad \phi_c < 1.5 \text{ Ok!}$$

$$S = \text{Espaciamiento del acero}$$

$$A_s = \text{Area de acero por torsión.}$$

Reemplazando :

$$A_s / S = 0.0198 \text{ cm}^2 / \text{cm}$$

$$\text{Usando } \phi = 3/8$$

$$\text{Usaremos } \square \quad \phi 3/8 \quad @ 0.36\text{m}$$

Siendo : $\phi_c = 0.66 + 0.33 \cdot (b_1/d) < 1.50$

$$b_1 = b - r - \phi/2 \quad d = h - r - \phi/2$$

$$r = \text{recubrimiento} = 2.50 \text{ cm}$$

$$b_1 = 16.87 \text{ cm}$$

$$d = 16.87 \text{ cm}$$

$$S = A_{\text{varilla}} / 0.0198$$

$$A_{\text{varilla}} = 0.71 \text{ cm}^2 \quad S = 0.36 \text{ m.}$$

Se colocará @ 0.15m

Refuerzo Longitudinal :

Por Flexión : $As = MF / Fy * Z$ Siendo $Z = 0.90 * d = 15.18 \text{ cm}$
 $MF = W * L^2 / 8 = 1.208 \times 1.00^2 / 8 = 0.151 \text{ Tn-m}$
 Remplazando :
 $As = 15102.38 / 4200 * 15.18 \text{ cm} = 0.237 \text{ cm}^2$
 $As \text{ min} = 0.002 * b * d = 0.675 \text{ cm}^2$

Por Torsión : Empleando la fórmula : $A1 = 2 * (As / S) * (b1 + d) = 1.34 \text{ cm}^2$
 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 formula :

$Trs = 0.6 * b^2 * h * fc^{1/2} = 0.696 \text{ Tn-m/m}$ $M_T = 0.497 \text{ Tn-m}$

Se tiene que $Trs > M_T$, Por lo tanto el porcentaje total de refuerzo por torsión debe ser menor que el siguiente valor:

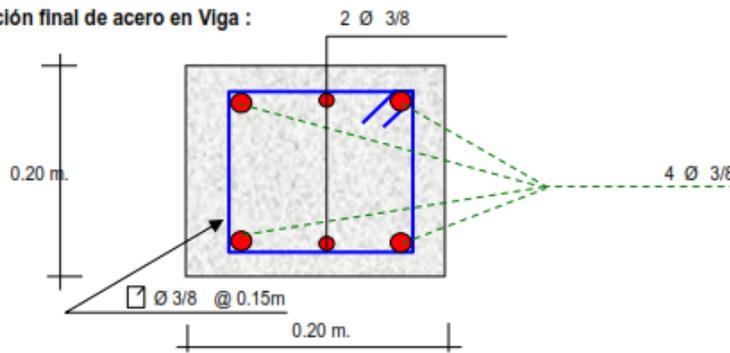
$Pit \leq 6.40 * (Fc / Fy)^{1/2} = 1.431$
 $Pit = A1 * (1 + 1/\phi_c) / (b * h)$ Siendo = $A1 = 1.34 \text{ cm}^2$
 $\phi_c = 0.9900$

Remplazando, tenemos que : $Pit = 0.0067$
 Como se puede apreciar : $0.0067 < 1.431$ Ok!

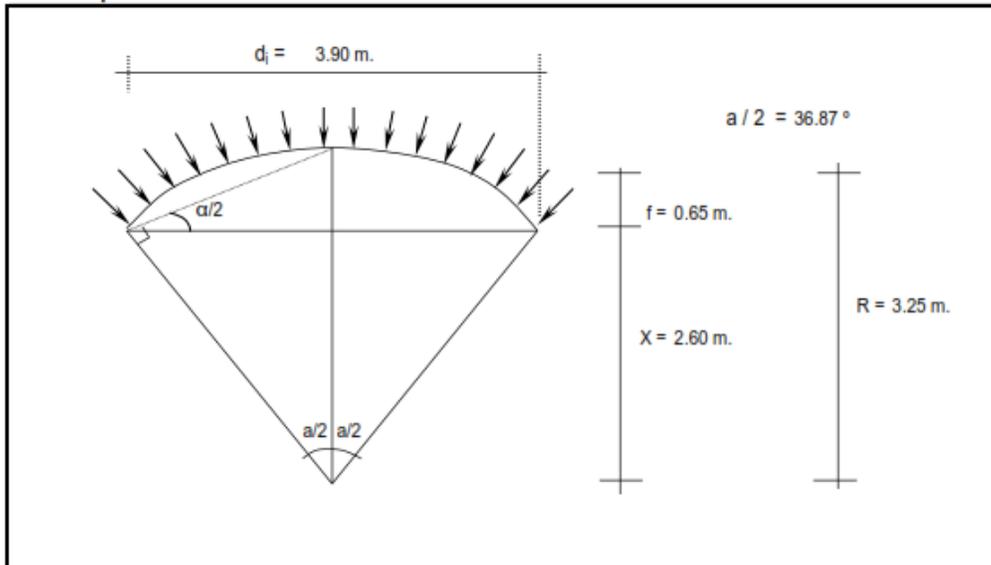
Solo se considera acero por Tracción y Flexión :

$As \text{ total} = As \text{ flexión} + As \text{ tracción} = 0.675 + 0.12 \text{ cm}^2 = 0.79 \text{ cm}^2$
 Usando : $1 \text{ } \phi \text{ } 3/8 + 2 \text{ } \phi \text{ } 3/8$ $A_{\text{total}} = 2.14 \text{ cm}^2$

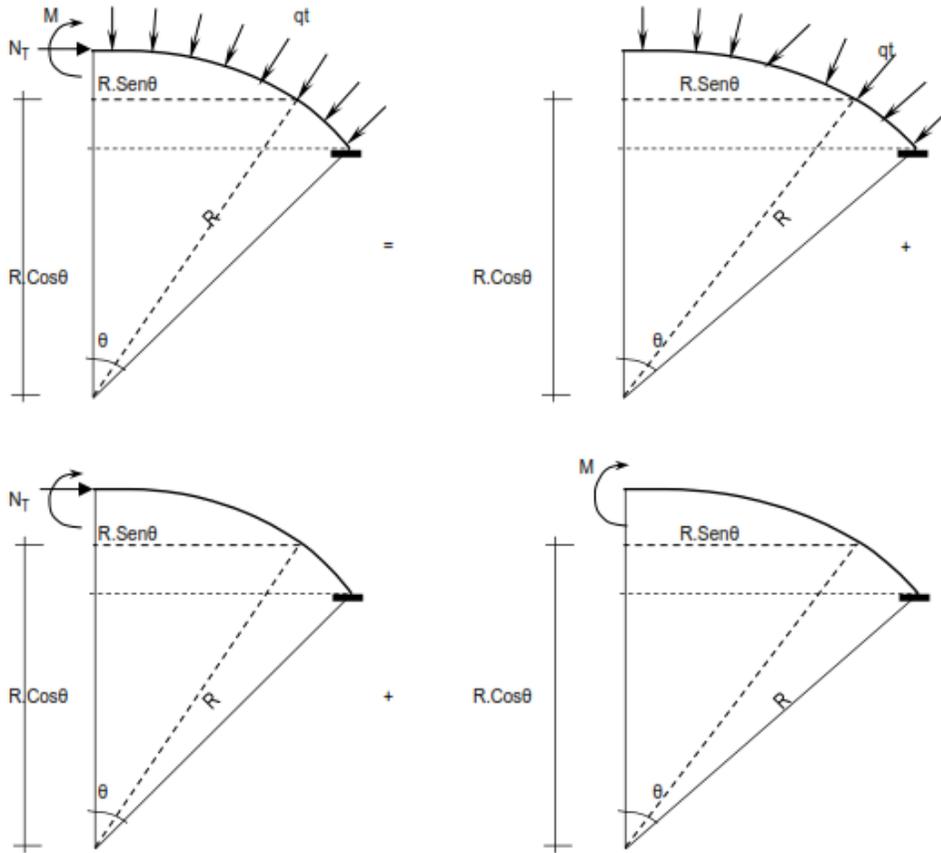
Disposición final de acero en Viga :



e.- Diseño de la cúpula :



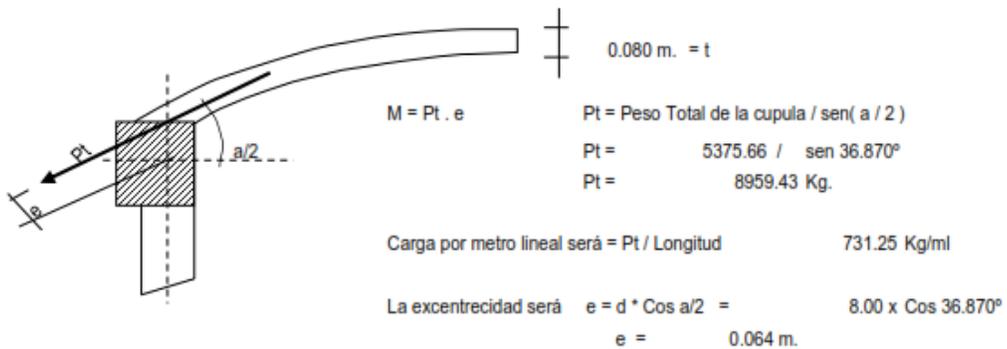
Se cortará por el centro, debido a que es simétrico, lo analizaremos por el método de las fuerzas :



Analizando la estructura se tiene que :

$$M = 0 \quad ; \quad N_T = W \cdot r \quad , \quad \text{Como se puede apreciar sólo existe esfuerzo normal en la estructura.}$$

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 :



Por lo tanto : $M = 0.73Tn \times 0.064 \text{ m} = 0.047 \text{ Tn-m} / \text{m}$

El esfuerzo actuante será $N_T = q_t \times r = 450.00 \times 3.25 \text{ m} = 1.46 \text{ Tn.}$

Cálculo de acero :

* En muro o pared delgada, el acero por metro lineal no debe exceder a :

$$As = 30 * t * f_c / f_y, \text{ siendo: } t = \text{espesor de la losa} = 0.080 \text{ m.}$$

$$\text{Reemplazando, tenemos: } As = 12 \text{ cm}^2$$

* Acero por efectos de tensión (At) :

$$At = T / F_s = T / (0.5 * F_y) = 1.46 / (0.5 * 4200) = 0.70 \text{ cm}^2$$

* Acero por efectos de Flexión (Af) :

$$\text{Para este caso se colocará el acero mínimo: } Af \text{ min} = 0.002 * 100 * 5.02 = 1.00 \text{ cm}^2$$

* Acero a tenerse en cuenta : $At + Af < 12.00 \text{ cm}^2$ $At + Af = 1.70 \text{ cm}^2$

Como podemos apreciar : $At + Af < As \text{ max. Ok!}$

$$6 \text{ } \varnothing \text{ } 1/4$$

$$A_{\text{total}} = 1.90 \text{ cm}^2 \text{ Si cumple con el acero requerido}$$

$$\varnothing 1/4 @ @ 0.17\text{m}$$

* Acero por efectos de la excentricidad :

$$M = 0.047 \text{ Tn-m}$$

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

M(Tn-m)	b (cm)	d(cm)	a (cm)	As (cm ²)	As min	As usar	Ø	Disposición
0.047	100.00	5.02	0.058	0.25	1.00	1.00	3/8	Ø 3/8 @ 0.71 m

* Acero de repartición :

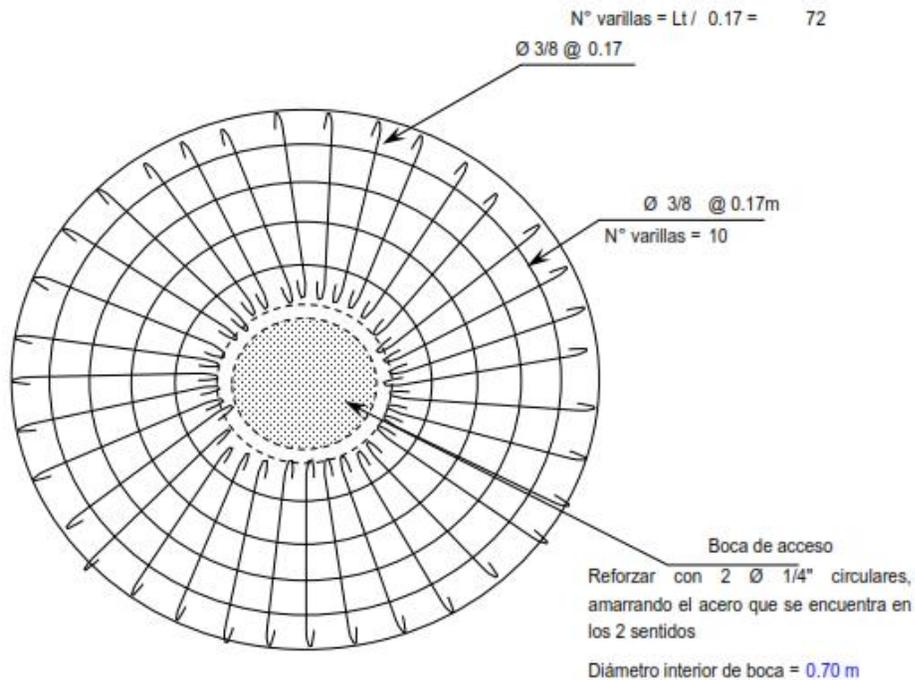
$$Asr = 0.002 * 100 * 5.02 = 1.00 \text{ cm}^2$$

$$6 \text{ } \varnothing \text{ } 3/8$$

$$A_{\text{total}} = 4.28 \text{ cm}^2 \text{ Si cumple con el acero requerido}$$

$$\varnothing 3/8 @ 0.17\text{m}$$

Disposición final de acero : En el acero principal se usará el mayor acero entre el $At + Af$ y Acero por excentricidad.



ANALISIS SISMICO DEL RESERVORIO :

Para el presente diseño se tendrá en cuenta las "Normas de Diseño sismo - resistente".

$$H = \frac{Z.U.S.C.P}{R}$$

R = 7.5 Corresponde a la ductibilidad global de la estructura, involucrando además consideraciones sobre amortiguamiento y comportamiento en niveles proximos a la fluencia.

Remplazando todos estos valores en la Formula general de "H", tenemos lo siguiente :

Factor de amplificacion sismica "C":

hn	2.55 m.
Cr	45
Tp	0.9

$T=hn/Cr=$	T =	0.057
$C=2.5(Tp/T)^{1.25}$		79.27
	c =	2.5

DATOS:	
Factor de suelo	1.40
factor de uso	1.50
factor de zona	0.30
factor de reduccion de la fuerza sismica	7.50
numero de niveles	1.00

Determinacion de la Fuerza Fa como T es:

T<0.7	
Fa=0	

Peso Total de la Estructura : P =

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 encuentra vacio.

RESERVORIO LLENO : P = Pm + Ps/c

Para el peso de la sobre carga Ps/c, se considerará el 80% del peso del agua.

Pm =	57.33 Tn.	P agua =	26.88 Tn.
Ps/c =	21.50 Tn.	P =	78.84 Tn.

Remplazando $H = 0.210 \times 78.84 = 16.56 \text{ Tn.}$ Para un metro lineal de muro, Lm = 12.40 m.
 $H = 1.335$

RESERVORIO VACIO : P = Pm + Ps/c

Para el peso de la sobre carga Ps/c, se considerará el 50% de la estructura.

Pm =	57.33	- 26.88 Tn.	= 30.46
Ps/c =	15.23 Tn.	P =	45.68 Tn.

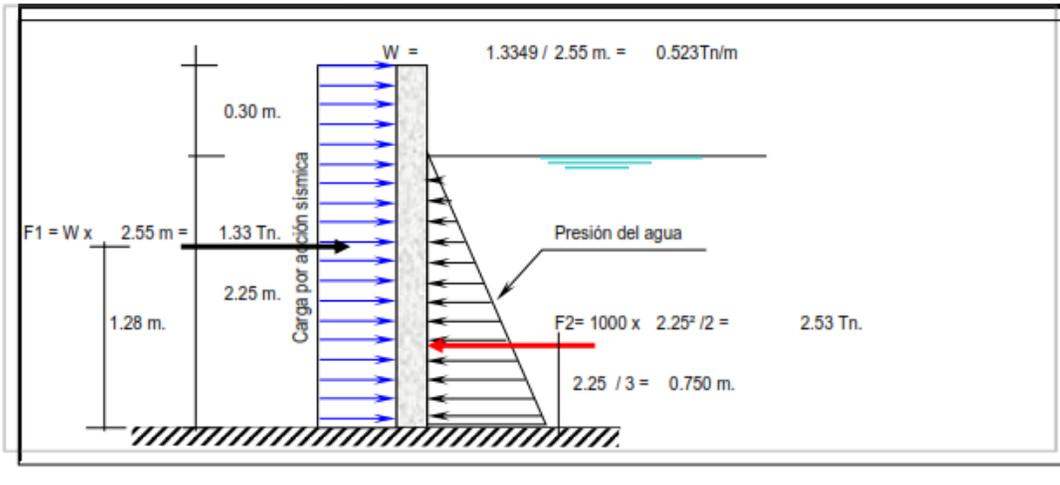
Remplazando $H = 0.210 \times 45.68 = 9.59 \text{ Tn.}$
 $H = 0.774$

DISEÑO SISMICO DE MUROS

Como se mencionaba anteriormente, se tendrán 2 casos, Cuando el reservorio se encuentra Lleno y Cuando está vacio.

Reservorio Lleno

El Ing° Oshira Higa en su Libro de Antisismica (Tomo I), indica que para el diseño sismico de muros las fuerzas sismicas sean consideradas uniformemente distribuidas :



$$M1 = F1 \times 1.28 \text{ m} = 1.702 \text{ Tn-m.}$$

$$M2 = F2 \times 0.75 \text{ m} = 1.898 \text{ Tn-m.}$$

Momento Resultante = $M1 - M2 = 1.702 - 1.898 = -0.196$
$Mr = -0.196$
Este momento es el que absorbe la parte traccionada por efecto del sismo.

Importante : Chequeo de "d" con la cuantía máxima : $d_{max} = [0.53 \times 10^3 / (0.236 \times F'c \times b)]^{3/4} = 3.27 \text{ cm.}$
 El valor de "d" con el que se está trabajando es mayor que el "d" máximo, OK!

Cálculo del acero Vertical

M(Tn-m)	b (cm)	d(cm)	a (cm)	As (cm ²)	As min	p=As/bd	3/8	Total	Disposición
0.196	100.00	12.02	0.102	0.43	2.40	0.0020	4	2.85	Ø 3/8 @ 0.25

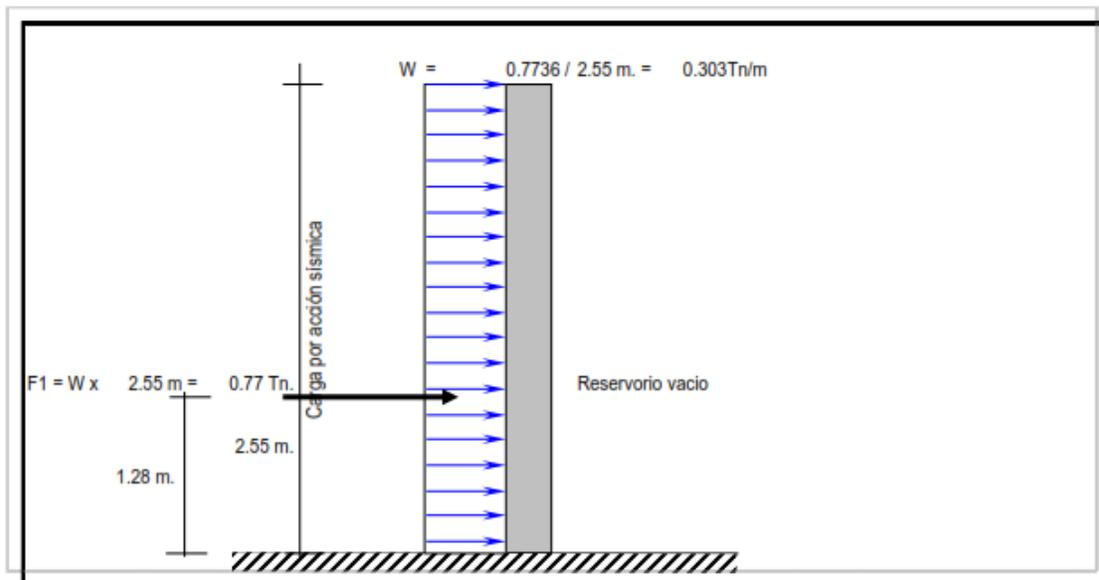
Cálculo del acero Horizontal :

Se considera el acero mínimo que es $As = 2.40 \text{ cm}^2$

3/8	Total	Disposición
4	2.85	Ø 3/8 @ 0.25

Reservorio Vacío

La idealización es de la siguiente manera (ver gráfico) :



$$M1 = F1 \times 1.28 \text{ m} = 0.986 \text{ Tn-m} = Mr \text{ Este momento es el que absorbe la parte traccionada por efecto del sismo.}$$

Importante : Chequeo de "d" con la cuantía máxima : $d_{max} = [0.53 \times 10^3 / (0.236 \times F'c \times b)]^{3/4} = 3.27 \text{ cm.}$
 El valor de "d" con el que se está trabajando es mayor que el "d" máximo, OK!

Cálculo del acero Vertical

M(Tn-m)	b (cm)	d(cm)	a (cm)	As (cm ²)	As min	p=As/bd	3/8	Total	Disposición
0.986	100.00	12.02	0.522	2.22	2.40	0.0020	4	2.85	Ø 3/8 @ 0.25

Cálculo del acero Horizontal :

Se considera como acero a $As \text{ min} = 2.40 \text{ cm}^2$

3/8	Total	Disposición
4	2.85	Ø 3/8 @ 0.25

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 portico invertido; donde $Mu = 2.943 \text{ Tn-m}$ y un $As = 6.95 \text{ cm}^2$ Mientras que en la condición más desfavorable del diseño sísmico presenta un $Mu = 0.986 \text{ Tn-m}$ y un $As = 2.40 \text{ cm}^2$ correspondiendole la condición cuando el reservorio esta vacío finalmente se considera el momento máximo:

$M_M = \text{Momento Máximo} = 2.943 \text{ Tn} \cdot \text{m}$

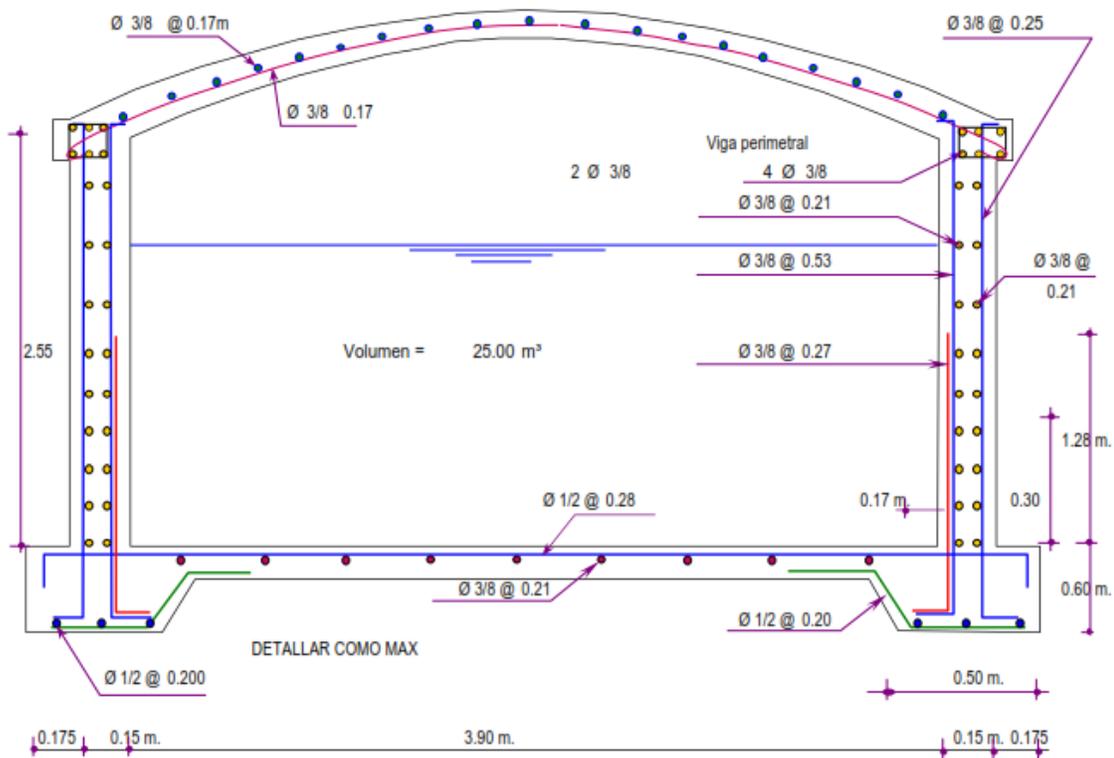
Con este Momento Total se calcula el acero que irá en la cara interior del muro.

M(Tn-m)	b (cm)	d(cm)	a (cm)	As (cm ²)	As min	$\rho = A_s/bd$	3/8	Total	Disposición
2.943	100.00	12.02	1.634	6.95	2.40	0.0058	4	2.85	$\varnothing 3/8 @ 0.25$

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 $M = 0.986 \text{ Tn} \cdot \text{m}$ se colocará en la cara exterior de los muros.

DISPOSICION FINAL DE ACERO EN TODO EL RESERVORIO :



**DISEÑO HIDRÁULICO DE LA CAMARA
ROMPE PRESIÓN T-7**

DISEÑO HIDRAULICO Y DIMENSIONAMIENTO DE LA CAMARA ROMPE PRESION TIPO 7

"PROPUESTA DE DISEÑO DE UN SISTEMA DE ABASTECIMIENTO DE AGUA POTABLE PARA EL CASERÍO EL PROGRESO, APLICANDO FÓRMULAS MATEMÁTICAS Y EL SOFTWARE WATERGEMS"

1. Cálculo de la Altura de la Cámara Rompe Presión (Ht) - CRP

la altura Total de la cámara Rompe Presión se calcula mediante la siguiente ecuación:

$$H_t = A + H + B.L$$

$$H = (1.56 * Q_{mh}^2) / (2 * g * A^2)$$

Datos:

$g =$	9.81	m/s^2
$A =$	10	cm
$B.L =$	40	cm
$D_c =$	1.50	$pulg$
$Q_{mh} =$	2.00	lt/s

g : Aceleración de la gravedad

A : Altura hasta la canastilla. Se considera una altura mínima de 10 cm. Que permite la sedimentación de la arena

$B.L$: Borde libre mínimo

D_c : Diámetro de la tubería de salida a la Red de Distribución.

Q_{mh} : Caudal máximo Horario en el tramo más crítico

Resultados:

$A =$	0.0011	m^2
$H =$	25.00	cm
$H =$	40.00	cm
$H_t =$	90.00	
$H_{tdiseño} =$	0.90	m

A : Área de la tubería de salida a la Red de Distribución $A = \pi * D_c^2 / 4$

$H =$ es la carga necesaria para que el gasto de salida de la CRP pueda fluir por la tubería altura mínima de agua para facilitar el paso de todo el caudal a la Red de Distribución

$$H_t = A + B.L + H$$

Altura total de diseño

2. Dimensionamiento de la Sección de la base de la Cámara Rompe Presión (a) - CRP

**Para el dimensionamiento de la base de la Cámara Rompe Presión se toman en cuenta las siguientes consideraciones:

**El Tiempo de descarga por el orificio; el orificio tiene a ser el diámetro calculado de la Red de Distribución que descarga una altura de agua desde el nivel de la tubería de rebose hasta el nivel de la altura del orificio

**El Volumen de almacenamiento máximo de la Cámara Rompe Presión es calculado multiplicando el valor del área de la base por la altura Total de agua, expresado en m^3

2.1. Cálculo del tiempo de descarga de la altura de agua H

Datos:

$A =$	10.00	cm
$H =$	40.00	cm
$HT =$	50.00	cm
$D_c =$	1.50	$pulg$
$A_o =$	0.0011	m^2
$C_d =$	0.80	adimensional
$g =$	9.81	m/s^2
$a =$	0.80	m
$b =$	0.80	m

Altura de agua hasta la canastilla.

H : altura de agua para facilitar el paso de todo el caudal a la línea de conducción

HT : Altura total de agua almacenado en la cámara Rompe Presión hasta el nivel de la tubería de rebose $HT = A + H$

D_c : Diámetro de la tubería de salida a la Red de Distribución

A_o = Área del orificio de salida. (área de la tubería de la línea de conducción)

C_d : Coeficiente de distribución o de descarga : orificios circulares $C_d = 0.8$

g : Aceleración de la gravedad

a : Lado de la sección interna de la base (asumido)

b : Lado de la sección interna de la base (asumido)

Resultados:

$$A_b = 0.64 \text{ m}^2$$

$$t = 200.38 \text{ seg}$$

$$t = 3.34 \text{ min}$$

$$V_{\text{máx}} = 0.32 \text{ m}^3$$

$$A_b : \text{Area de la sección interna de la base; } A_b = a^{*b} \text{ (Area interna del recipiente)}$$

$$t : \text{tiempo de descarga a la Red de Distribución; es el tiempo que se demora en descargar la altura H de agua}$$

$$t = ((2 * A_b) * (H^{0.5})) / (Cd * A_o * (2g)^{0.5})$$

$$V_{\text{máx}} = \text{volumen de almacenamiento máximo dado para HT. } V_{\text{máx}} = A_b * HT$$

luego las medidas interiores de la Cámara Rompe Presión será

$$L.A.H \text{ } 0.8 \times 0.8 \times 0.9 \text{ m}$$

3. Dimensionamiento de la Canastilla.

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

Datos:

$$D_c = 1.5 \text{ pulg}$$

$$AR = 5 \text{ mm}$$

$$LR = 7 \text{ mm}$$

$$D_c : \text{Diámetro de la tubería de salida a la línea de Distribucion}$$

$$AR : \text{Ancho de la ranura}$$

$$LR : \text{largo de la ranura}$$

Resultados:

$$D_{\text{Canastilla}} = 3 \text{ pulg}$$

$$L1 = 11.43 \text{ cm}$$

$$L2 = 22.86 \text{ cm}$$

$$L \text{ diseño} = 20 \text{ cm}$$

$$Ar = 35 \text{ mm}^2$$

$$Ac = 0.0011 \text{ m}^2$$

$$At = 0.002 \text{ m}^2$$

$$Ag = 0.024 \text{ m}^2$$

$$NR = 65.15$$

$$NR = 65 \text{ Número de Ranuras de la Canastilla}$$

$$D_{\text{Canastilla}} : \text{Diámetro de la canastilla ; } D_{\text{canastilla}} = 2 * D_c$$

$$L1 = 3 * D_c$$

$$L2 = 6 * D_c \quad 3 * D_c < L < 6 * D_c$$

$$\text{Longitud de diseño de la canastilla}$$

$$Ar : \text{Area de la Ranura ; } Ar = AR * LR$$

$$Ac : \text{Area de la tubería de salida a la línea de distribución } A = \pi * D^2 / 4$$

$$At : \text{Area total de ranuras ; } At = 2 * Ac$$

$$Ag : \text{Area lateral de la granada (Canastilla); } Ag = 0.5 * \pi * D_c * L \text{diseño}$$

4. Cálculo del diámetro de tubería del Cono de Rebose y Limpieza.

El Rebose se instala directamente a la tubería de limpia y para realizar la limpieza y evacuar el agua de la cámara húmeda, se levanta la tubería de Rebose.

La tubería de Rebose y Limpia tienen el mismo diámetro y se calcula mediante la siguiente ecuación: $D = (0.71 * Q^{0.38}) / hf^{0.21}$

Datos:

$$Q_{mh} = 2.00 \text{ lt/s}$$

$$hf = 0.015 \text{ m/m}$$

$$Q_{md} : \text{Caudal de salida a la Red de Distribución (Caudal máximo Horario)}$$

$$hf : \text{Pérdida de Carga Unitaria}$$

Resultados:

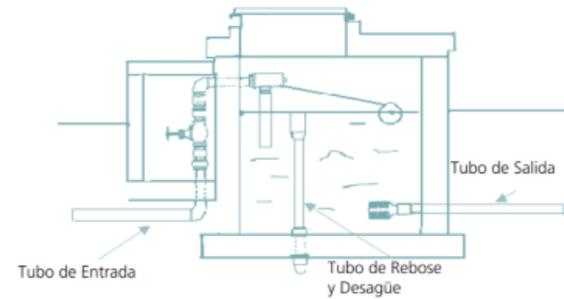
$$D = 2.23 \text{ pulg}$$

$$D = 2.00 \text{ pulg}$$

$$D = (0.71 * Q_{\text{max}}^{0.38}) / hf^{0.21}$$

luego el cono de Rebose será de 2 x 4 pulg

RESUMEN GENERAL PARA EL DISEÑO DE LA CAMARA ROMPE PRESION - 7			
DESCRIPCION	<i>Valores Calculados</i>	<i>Valores de Diseño</i>	<i>unidad</i>
1. Cálculo de la Altura de la Cámara Rompe Presión (Ht) - CRP-	90.00	0.90	m
2. Dimensiones internas de la Cámara Rompe Presión	0.8 x 0.8 x 0.9 m		m
2.1. Cálculo del tiempo de descarga de la altura de agua H	3.34		min
<i>Altura total de agua (HT), en la cámara Rompe</i>	50.00	50.00	cm
<i>Altura de agua hasta la Canastilla.</i>	10.00	10.00	
2.2 Diámetro mayor de la Canastilla (Dcanastilla)	3	3	pulg
<i>longitud de la Canastilla (L)</i>	20.00	20	cm
<i>Número de Ranuras de la Canastilla (NR)</i>	65.00	65	
2.3 Diámetro de tubería del Cono de Rebose y Limpieza.	2.00	2	pulg
<i>Dimensiones del Cono de Rebose</i>	2x4 pulg		



RESUMEN

	Rango	Diámetro mínimo
Qmh	0-1.0lps	1.0 pulg
Qmh	1.0-2.0lps	1.5 pulg
Qmh	2.0-3.0lps	2.0 pulg

ALCANTARILLADO SANITARIO

PARÁMETROS DE DISEÑO

HOJA DE CALCULO: ALCANTARILLADO

PROYECTO :	PROPUESTA DE DISEÑO DE UN SISTEMA DE AGUA POTABLE Y ALCANTARILLADO SANITARIO PARA EL CASERIO EL PROGRESO, APLICANDO FORMULAS MATEMÁTICAS Y EL USO DEL SOFTWARE WATERGEMS Y SEWERGEMS.		
-------------------	---	--	--

LOCALIDAD :	EL PROGRESO	PROVINCIA:	UTCUBAMBA	FECHA:
DISTRITO :	CAJARURO	REGION:	AMAZONAS	abr-17

AMPLIACION Y MEJORAMIENTO DEL SERVICIO DE AGUA POTABLE; INSTALACION DEL SERVICIO DE ALCANTARILLADO Y DISPOSICION SANITARIA DE EXCRETAS DE LA LOCALIDAD DE PAGSHAG, DISTRITO DE CHURUBAMBA -HUANUCO- HUANUCO
--

CONSIDERACIONES BÁSICAS DE DISEÑO DE INFRAESTRUCTURA SANITARIA

i) DATOS PRINCIPALES

CUADRO 01.- DATOS BASICOS DE DISEÑO

DEMANDA CATASTRAL:	EL PROGRESO
Pobiac.total año 2019 (hab.)	672
Densidad poblacional	4.3375
LOTES HABITADOS (2015)	155
Dofacion 2017 (LL/hab./dia)	100.00
Consumo prom. anual 2017 (LL/hog.)	0.78

ii) PERIODO DE DISEÑO:

La solución técnica que resulta óptima desde el punto de vista económico, es aquella que reduce al mínimo la suma descontada de los costos de inversión y operación durante el periodo analizado. La condición se puede expresar abreviadamente del siguiente modo:

MODELO DE EXPRESION SIN DEFICIT INICIAL:

$$X = \frac{2.6(1 - \alpha)^{1.12}}{r}$$

DONDE :

X: Periodo óptimo dñ deficit.

α: Factor de economía sin escala

r: Tasa de interes(10-12%).

CUADRO 02 : FACTORES DE ECONOMIA DE ESCALA DE ALGUNOS COMPONENTES

COMPONENTE	FACTORES DE ECONOMIA DE ESCALA α
REDES DE AGUA POTABLE Y ALCANTARILLADO	0.3
COLECTORES PRINCIPALES	0.16
EMISORES	0.29
EQUIPOS DE BOMBEO DE AGUAS RESIDUALES	0.49

ASUMIMOS EL PROMEDIO DE LAS PRIMERAS YA QUE SON COMPONENTES DEL PROYECTO (REDES DE AGUA POTABLE Y ALCANTARILLADO, COLECTORES PRINCIPALES Y EMISORES

αPROMEDIO = 0.25

Para los diferentes componentes del sistema de desagüe se sugieren los siguientes periodos de diseño:

: 25 años o mas
 Colectores principales,
 emisores, interceptores : 40 a 50 años
 Planta de tratamiento : 10 a 15 años

r (Tasa de interes)	10%
α(Factor de economía de escala)	0.25

DE LA FORMULA X= 15.04 AÑOS

PARA EFECTOS DE FACILIDAD DE CALCULO SE ASUME EL PERIODO DE DISEÑO X=

20.00	AÑOS
--------------	------

iii) CALCULO DE LA POBLACION FUTURA

Calculamos la población futura en función al periodo de diseño que es de 20 años. Las ecuaciones generadas usando el Método Aritmético cada 5 años, nos permitirá hallar la población en el año final del periodo de diseño.

Año actual: 2019

Año Final de periodo de diseño (20 años de diseño): 2019+20=2039

$$Pf = Pi * (1 + r)^t$$

Donde :

Pf : Poblacion Futura

Pi : Poblacion Inicial =2013

r : Constante de Crecimiento Aritmetico=0.34 %

t : Tiempo en Años =20 años

HOJA DE CALCULO: ALCANTARILLADO

PROYECTO :	PROPUESTA DE DISEÑO DE UN SISTEMA DE AGUA POTABLE Y ALCANTARILLADO SANITARIO PARA EL CASERIO EL PROGRESO, APLICANDO FÓRMULAS MATEMÁTICAS Y EL USO DEL SOFTWARE WATERGEMS Y SEWERGENS.			
LOCALIDAD :	EL PROGRESO	PROVINCIA:	UTCUBAMBA	FECHA:
DISTRITO :	CAJARURO	REGION:	AMAZONAS	abr-17

CUADRO 03.- CRECIMIENTO POBLACIONAL DE NINAQUIRO

AÑO	POBLACIÓN (Y)
2019	672
2024	683
2029	695
2034	706
2039	718
<hr/>	
POBLACION 2017	672
POBLACION 2037	718



III) DOTACION Y CONSUMO DE AGUA

Elaboramos el cuadro de Población y consumos Promedio.

CUADRO 04.- DOTACION Y CONSUMO DE AGUA

DEMANDA CATASTRAL:	EL PROGRESO
Poblac. total año 2019(hab.)	672
Dotación 2019(LL/hab./día)	100.00
Consumo prom. Anual 2019(LL/seg.)	0.78
<hr/>	
Poblac. total año 2017 (hab.) CUANDO ENTRA EN OPERACION EL PROYECTO	672
Poblac. total año 2039 (hab.)	718
Dotación para el año 2039 en LL/hab./día	100.00
Consumo prom. Anual 2039 (LL/seg.)	0.83

IV) VARIACION DE CONSUMO

De acuerdo a condiciones de cada ciudad el consumo de agua sufre variaciones diarias determinadas por las estaciones, costumbres, etc. Lo cual hace determinar días del año se presenten máximos y mínimos consumos, igualmente existen horas en que se presentan máximos y mínimos consumos.

a) GASTO MAXIMO DIARIO

Se define como máximo diario al día de máximo consumo de una serie de registros observados durante 365 días de un año. De acuerdo a las variaciones de todo un año se puede determinar el día más crítico que necesariamente tiene que ser satisfecho por el sistema de agua potable. Este valor, relaciona con el consumo promedio diario permite establecer coeficiente de variación horaria

COEFICIENTE DE VARIACION DIARIA K1

Es la relación existente entre el gasto efectuado en el día de máximo consumo y el gasto promedio.

$$K1 = \frac{\text{Gasto del día de máximo consumo}(I)}{\text{Gasto promedio } (I2)}$$

$$\% \text{ DE VOLUMEN } K1 = \frac{\text{GASTOS}}{\text{(CONSUMO DIARIO)}} = \frac{\text{Gasto del día de máximo consumo}(I)}{\text{Gasto de consumo promedio diario}(I2)}$$

El gasto máximo diario representa pues el promedio diario por el coeficiente de variación diaria, o sea:

$$Q_{md} = Q_p \times K1$$

DONDE :

Q_{md} = Gasto máximo diario expresado en lts/s

Q_p = Gasto promedio expresado en H/s

$K1$ = Coeficiente de variación diaria según RNE 1.3

$$K1 = \boxed{1.30}$$

HOJA DE CALCULO: ALCANTARILLADO

PROYECTO :	PROPUESTA DE DISEÑO DE UN SISTEMA DE AGUA POTABLE Y ALCANTARILLADO SANTARIO PARA EL CASERIO EL PROGRESO, APLICANDO FÓRMULAS MATEMÁTICAS Y EL USO DEL SOFTWARE WATERGEMS Y SEWERGEMS.			
LOCALIDAD :	EL PROGRESO	PROVINCIA:	UTCUBAMBA	FECHA:
DISTRITO :	CAJARURO	REGION:	AMAZONAS	abr-17

CUADRO 05.-CUADRO DE GASTOS MAXIMO DIARIO

DEMANDA CATASTRAL:	EL PROGRESO
Consumo prom.2037 (Ll./seg.) Qp	0.83
Qmd = QpxK1	1.08

b) GASTO MAXIMO HORARIO

El valor máximo que se tiene durante un día será hora de máximo consumo

COEFICIENTE DE VARIACION HORARIA:K2

El coeficiente de variación horaria se ha determinado que cumple la siguiente relación:

K2 = Gasto del consumo de la hora máxima(3)

Gasto del consumo del promedio (4)

GASTOS

% DE VOLUMEN K2 = Gasto del consumo de la hora max.(3)
(CONSUMO HORARIO) Gasto de consumo del promedio (4)

El valor de K2 varía entre el 100% y el 250% del gasto promedio (según el tipo de habitación)

El gasto máximo horario será relacionado respecto al gasto promedio, según la siguiente expresión:

$$Qmh = QpxK2$$

DONDE :

Qmh= Gasto máximo Horario expresado en lts/s

Qp = Gasto promedio expresado en lts/s

K2= Coeficiente de variación Horaria que varía entre 1.0-2.5

K2= 2.00

CUADRO 06.-CUADRO DE GASTOS MAXIMO HORARIO

DEMANDA CATASTRAL:	EL PROGRESO
Consumo prom.2037 (Ll./seg.) Qp	0.83
Qmh=QpxK2	1.66

v) CAUDAL DE DISEÑO DE ALCANTARILLADO

a) CAUDAL DE CONTRIBUCION DE ALCANTARILLADO (Caudal evacuado por la población "Qalc" ó "Q1"

La cantidad de desague que es recibida por la red no es igual a la cantidad de agua con la que es abastecida la ciudad. Las causadas que generan esta diferencia son el empleo del agua en : Manufacturación de diversos alimentos y bebidas, regadío de jardines y parques, lavado de calles, combate de incendios, alimentación de calderas, etc.

Se considerará que el 80% del caudal de agua potable consumida ingresa al sistema de alcantarillado.

Consumo max hor. (Ll./seg.) = Qmh	1.66
Q1=Qmh'80% (Ll/s)	1.328

GASTO UNITARIO "qu"

El gasto es el coeficiente utilizado para el cálculo de una red de desague y se expresa por metro lineal de tubería o por metro cuadrado de área a drenar.

Las determinaciones del caudal unitario sirven para hallar los caudales que aportan cada tramo de colector.

a) En función de la longitud de tuberías :

$$Q_{u \text{ Alc}} = Q_d / L$$

Donde :

Q_{u Alc} = Gasto unitario (lts/seg-m)

Q_d = Gasto de diseño (lts/seg) = 1.33

L = Longitud total de tuberías (m) = 1533.83

$$Q_{u \text{ Alc}} \text{ (Ll/s/m)} = \boxed{0.00087} \text{ L/S/ML}$$

b) CAUDAL DE AGUA DE INFILTRACION "Q In" ó "Q2"

Asimismo deberá considerarse como contribución al alcantarillado, el agua de infiltración, asumiendo un caudal debidamente justificado en base a la permeabilidad del suelo en terrenos saturados de agua freáticas y al tipo de tuberías a emplearse, así como el agua de lluvia que pueda incorporarse por las cámaras de inspección y conexiones domiciliarias.

HOJA DE CALCULO: ALCANTARILLADO

PROYECTO :	PROPUESTA DE DISEÑO DE UN SISTEMA DE AGUA POTABLE Y ALCANTARILLADO SANITARIO PARA EL CASERIO EL PROGRESO, APLICANDO FÓRMULAS MATEMÁTICAS Y EL USO DEL SOFTWARE WATERGEMS Y SEWERGENS.			
LOCALIDAD :	EL PROGRESO	PROVINCIA:	UTCUBAMBA	FECHA:
DISTRITO :	CAJARURO	REGION:	AMAZONAS	abr-17

CUADRO 08.-CUADRO DE AGUAS DE INFILTRACION

Q inf (L/día)	20.000
----------------------	---------------

Consideramos para esta zona una infiltración baja.

La suma 05.370 indica un coeficiente de infiltración entre 0.35 – 1.14L/día.

El reglamento de zonas rurales establece como mínimo 20,000 (litros) y 300 (buzones).

GASTO UNITARIO "Qu Inf"

a) En función de la longitud de tuberías :

$$Q_{u-Inf} = (Q-Inf) \cdot Long$$

Donde :

Qu-Inf = Gasto unitario (lts/seg-m)

$$Q-Inf = 20.000 / 6400 \text{ (lts/seg)} = 0.0002$$

$$L = \text{Longitud total de tuberías (m)} = 1533.53$$

$$Q_{u-Inf} = \boxed{0.00000015} \text{ L/S/ML}$$

c) INFILTRACION POR PRECIPITACION PLUVIAL (En buzones) "QI-LL" ó "Q3"

Son las aguas que ingresan a las tuberías por los Buzones y buzonetes.

CUADRO 09.-CUADRO DE AGUA DE LLUVIAS

DEMANDA CATASTRAL:	EL PROGRESO
q (lts/buzon/día)	380.00
N° de Buzones	38.00
QI-LL=q*N. Buz/6400 (lts/seg)	0.17

GASTO UNITARIO "qu"

a) En función de la longitud de tuberías :

$$Q_{u-LL} = (QI-LL) \cdot Long$$

Donde :

qu = Gasto unitario (lts/seg-m)

$$QI-LL = q \cdot N. \text{ Buz} / 6400 \text{ (lts/seg)} = 0.17$$

$$L = \text{Longitud total de tuberías (m)} = 1533.53$$

$$Q_{u-LL} = \boxed{0.000109} \text{ L/S/ML}$$

D) CAUDAL POR CONEXIONES ERRADAS (Qe)

Este caudal proviene de las conexiones que equivocadamente se hace de las aguas de lluvias domiciliarias y de conexiones clandestinas.

De vistas en campo consideramos que en esta zona no se presentan este tipo de conexiones.

v) RESULTADO DE LOS CALCULOS

* CUADRO 10.-CUADRO DE RESUMEN DE CAUDAL

DEMANDA CATASTRAL: EL PROGRESO	
Q Alc (Llt/s) =	1.3280
Q inf (L/s) =	0.0002
QI-LL (L/s) =	0.1671

Q Diseño (L/s) =	1.50
------------------	------

Q Diseño: Es el caudal a evacuar por las tuberías y buzones planteados

* CUADRO 11.-CUADRO DE RESUMEN DE CAUDAL UNITARIO

DEMANDA CATASTRAL: EL PROGRESO	
Qu Alc (L/s/m) =	0.00087
Qu inf (L/s/m) =	0.00000
Qu-LL (L/s/m) =	0.00011

Qu Diseño (L/s/m) =	0.00097
---------------------	---------

Qu Diseño: Es el gasto de contribución, por metro lineal de tubería

ALCANTARILLADO SANITARIO
DATOS GEOMÉTRICOS

HOJA DE CALCULO: ALCANTARILLADO

PROYECTO :

PROPUESTA DE DISEÑO DE UN SISTEMA DE AGUA POTABLE Y ALCANTARILLADO SANITARIO PARA EL CASERIO EL PROGRESO, APLICANDO FÓRMULAS MATEMÁTICAS Y EL USO DEL SOFTWARE WATERGEMS Y SEWERGEMS.

LOCALIDAD :

EL PROGRESO

PROVINCIA:

UTCUBAMBA

FECHA:

DISTRITO :

CAJARURO

REGION:

AMAZONAS

abr-19

DATOS GEOMETRICOS DE LOS BUZONES Y TUBERIAS EN LOS DIFERENTES TRAMOS DEL SISTEMA DE ALCANTARILLADO DEL CASERIO EL PROGRESO

N° DE COLECTOR	TRAMO		LONGITUD DE BUZON A BUZON	COTA TERRENO (COTA DE TAPA)		ALTURA DE BUZON		COTA FONDO		PENDIENTE DEL TRAMO (m/Km)	Promedio altura
	BUZON ARRIBA	BUZON ABAJO		BUZON ARRIBA	BUZON ABAJO	BUZON ARRIBA	BUZON ABAJO	BUZON ARRIBA	BUZON ABAJO		
TRAMO I	Bz - 01	Bz - 02	46.00	1523.36	1516.41	1.20	1.20	1522.16	1515.21	151.13	1.20
	Bz - 02	Bz - 03	45.45	1516.41	1506.63	1.20	1.20	1515.21	1505.43	215.12	1.20
	Bz - 03	Bz - 04	59.82	1506.63	1497.45	1.20	1.20	1505.43	1496.25	153.51	1.20
	Bz - 04	Bz - 05	53.56	1497.45	1491.13	1.20	1.20	1496.25	1489.93	117.93	1.20
	Bz - 05	Bz - 06	57.83	1491.13	1481.50	1.20	1.20	1489.93	1480.30	166.53	1.20
	Bz - 06	Bz - 07	16.05	1481.50	1477.92	1.20	1.20	1480.30	1476.72	223.32	1.20
	Bz - 07	Bz - 08	55.24	1477.92	1474.44	1.20	1.20	1476.72	1473.24	62.97	1.20
	Bz - 08	Bz - 09	12.93	1474.44	1474.39	1.20	1.50	1473.24	1472.89	26.68	1.35
TRAMO II	Bz - 10	Bz - 11	64.69	1480.70	1478.19	1.20	1.20	1479.50	1476.99	38.69	1.20
	Bz - 11	Bz - 12	11.71	1478.19	1477.17	1.20	1.20	1476.99	1475.97	87.65	1.20
	Bz - 12	Bz - 09	62.14	1477.17	1474.39	1.20	1.50	1475.97	1472.89	49.48	1.35
TRAMO III	Bz - 09	Bz - 13	45.97	1474.39	1471.36	1.50	1.20	1472.89	1470.16	59.52	1.35
	Bz - 13	Bz - 14	51.61	1471.36	1469.97	1.20	1.30	1470.16	1468.67	28.77	1.25
TRAMO IV	Bz - 15	Bz - 14	65.00	1470.91	1469.97	1.20	1.30	1469.71	1468.67	15.92	1.25
TRAMO V	Bz - 16	Bz - 17	40.96	1471.14	1467.41	1.20	1.20	1469.94	1466.21	91.09	1.20
	Bz - 17	Bz - 18	41.04	1467.41	1465.77	1.20	1.50	1466.21	1464.27	47.12	1.35
TRAMO VI	Bz - 22	Bz - 21	25.66	1472.27	1470.96	1.20	1.20	1471.07	1469.76	51.01	1.20
	Bz - 21	Bz - 20	29.99	1470.96	1470.07	1.20	1.30	1469.76	1468.77	32.81	1.25
	Bz - 20	Bz - 19	47.75	1470.07	1466.28	1.30	1.30	1468.77	1464.98	79.48	1.30
	Bz - 19	Bz - 18	39.53	1466.28	1465.77	1.30	1.50	1464.98	1464.27	17.86	1.40
TRAMO VII	Bz - 23	Bz - 24	48.00	1470.62	1469.52	1.20	1.50	1469.42	1468.02	29.19	1.35
TRAMO VIII	Bz - 25	Bz - 24	37.71	1471.69	1469.52	1.20	1.50	1470.49	1468.02	65.41	1.35
TRAMO IX	Bz - 24	Bz - 26	15.00	1469.52	1465.95	1.50	1.20	1468.02	1464.75	218.27	1.35
	Bz - 26	Bz - 27	24.07	1465.95	1462.44	1.20	1.20	1464.75	1461.24	145.65	1.20
	Bz - 27	Bz - 28	38.06	1462.44	1462.08	1.20	1.50	1461.24	1460.58	17.50	1.35
	Bz - 28	Bz - 29	38.06	1462.08	1460.91	1.50	1.20	1460.58	1459.71	22.75	1.35
	Bz - 29	Bz - 30	52.14	1460.91	1458.29	1.20	1.20	1459.71	1457.09	50.23	1.20
TRAMO X	Bz - 18	Bz - 30	46.88	1465.77	1458.29	1.50	1.30	1464.27	1456.99	155.31	1.40
TRAMO XI	Bz - 30	Bz - 31	56.40	1458.29	1457.79	1.20	1.50	1457.09	1456.29	14.26	1.35
	Bz - 31	Bz - 32	62.00	1457.79	1457.09	1.50	1.70	1456.29	1455.39	14.53	1.60
	Bz - 32	Bz - 33	24.48	1457.09	1456.46	1.70	1.50	1455.385	1454.96	17.24	1.60
TRAMO XII	Bz - 14	Bz - 34	17.87	1469.97	1466.42	1.30	1.20	1468.67	1465.22	193.12	1.25
TRAMO XIII	Bz - 35	Bz - 36	37.67	1469.48	1469.66	1.20	2.00	1468.28	1467.66	16.43	1.60
	Bz - 36	Bz - 34	23.83	1469.66	1466.42	2.00	1.20	1467.66	1465.22	102.24	1.60
TRAMO XIV	Bz - 34	Bz - 33	39.92	1466.42	1456.46	1.20	1.50	1465.22	1454.96	256.98	1.35
TRAMO XV	Bz - 33	Bz - 37	53.82	1456.46	1454.17	1.50	1.20	1454.96	1452.97	36.95	1.35
	Bz - 37	Bz - 38	22.50	1454.17	1442.56	1.20	1.20	1452.97	1441.36	516.13	1.20
	Bz - 38	PTAR - 1	22.50	1442.56	1429.39	1.20	1.00	1441.36	1428.39	576.49	1.10
	LONGITUD TOTAL (m) =			1533.83							

ALCANTARILLADO SANITARIO
CAUDALES POR TRAMO

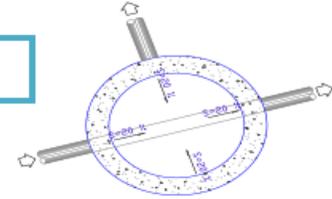
HOJA DE CALCULO: ALCANTARILLADO

PROYECTO :

PROPUESTA DE DISEÑO DE UN SISTEMA DE AGUA POTABLE Y ALCANTARILLADO SANITARIO PARA EL CASERIO EL PROGRESO, APLICANDO FÓRMULAS MATEMÁTICAS Y EL USO DEL SOFTWARE WATERGEMS Y SEWERGEMS.

LOCALIDAD :	EL PROGRESO	PROVINCIA:	UTCUBAMBA
DISTRITO :	CAJARURO	REGION:	AMAZONAS

FECHA:	abr-19
---------------	---------------



CALCULO HIDRAULICO PARA UN SISTEMA DE ALCANTARILLADO SEPARATIVO POR EL METODO DE GASTO DE DISTRIBUCION EN MARCHA

CAUDAL DE DESAGUE :	1.4954 L/s	LONGITUD TOTAL :	1533.83 m	CAUDAL UNITARIO:	0.00097 L/s/m
----------------------------	------------	-------------------------	-----------	-------------------------	---------------

CALCULO DE LOS CAUDALES										
N° DE COLECTOR	TRAMO/RAMAL	TRAMO		LONGITUD DE BUZON A BUZON	CAUDAL DE APOORTE DEL TRAMO	RAMALES QUE APORTAN	CAUDAL APORTANTE (Q)		CAUDAL INICIAL	CAUDAL FINAL
		BUZON ARRIBA	BUZON ABAJO							
TRAMO I	1	Bz - 01	Bz - 02	46.00	0.04485				0.00000	0.044846
	2	Bz - 02	Bz - 03	45.45	0.04431				0.04485	0.089159
	3	Bz - 03	Bz - 04	59.82	0.05832				0.08916	0.147481
	4	Bz - 04	Bz - 05	53.56	0.05221				0.14748	0.199696
	5	Bz - 05	Bz - 06	57.83	0.05638				0.19970	0.256072
	6	Bz - 06	Bz - 07	16.05	0.01565				0.25607	0.271719
	7	Bz - 07	Bz - 08	55.24	0.05385				0.27172	0.325570
	8	Bz - 08	Bz - 09	12.93	0.01261				0.32557	0.338178
TRAMO II	9	Bz - 10	Bz - 11	64.69	0.06307				0.00000	0.063070
	10	Bz - 11	Bz - 12	11.71	0.01141				0.06307	0.074482
	11	Bz - 12	Bz - 09	62.14	0.06059				0.07448	0.135067
TRAMO III	12	Bz - 09	Bz - 13	45.97	0.04481	Acumulado de 8 y 11	0.338178	0.135067	0.47325	0.518059
	13	Bz - 13	Bz - 14	51.61	0.05032				0.51806	0.568374
TRAMO IV	14	Bz - 15	Bz - 14	65.00	0.06337				0.00000	0.063370
TRAMO V	15	Bz - 16	Bz - 17	40.96	0.03993				0.00000	0.039934
	16	Bz - 17	Bz - 18	41.04	0.04001				0.03993	0.079944
TRAMO VI	17	Bz - 22	Bz - 21	25.66	0.02502				0.00000	0.025017
	18	Bz - 21	Bz - 20	29.99	0.02924				0.02502	0.054258
	19	Bz - 20	Bz - 19	47.75	0.04655				0.05426	0.100806
	20	Bz - 19	Bz - 18	39.53	0.03854				0.10081	0.139341
TRAMO VII	21	Bz - 23	Bz - 24	48.00	0.04680				0.00000	0.046796
TRAMO VIII	22	Bz - 25	Bz - 24	37.71	0.03677				0.00000	0.036768
TRAMO IV	23	Bz - 24	Bz - 26	15.00	0.01462	Acumulado de 21 y 22	0.046796	0.036768	0.08356	0.098188
	24	Bz - 26	Bz - 27	24.07	0.02347				0.09819	0.121655
	25	Bz - 27	Bz - 28	38.06	0.03711				0.12166	0.158761
	26	Bz - 28	Bz - 29	38.06	0.03711				0.15876	0.195866
	27	Bz - 29	Bz - 30	52.14	0.05083				0.19587	0.246696
TRAMO X	28	Bz - 18	Bz - 30	46.88	0.04570	Acumulado de 16 y 20	0.079944	0.139341	0.21929	0.264989
TRAMO XI	29	Bz - 30	Bz - 31	56.40	0.05498	Acumulado de 27 y 28	0.246696	0.264989	0.51168	0.566669
	30	Bz - 31	Bz - 32	62.00	0.06045				0.56667	0.627114
	31	Bz - 32	Bz - 33	24.48	0.02386				0.62711	0.650975
TRAMO XII	32	Bz - 14	Bz - 34	17.87	0.01742	Acumulado de 13 y 14	0.56837	0.063370	0.63174	0.649166
TRAMO XIII	33	Bz - 35	Bz - 36	37.67	0.03673				0.00000	0.036729
	34	Bz - 36	Bz - 34	23.83	0.02323				0.03673	0.059959
TRAMO XIV	35	Bz - 34	Bz - 33	39.92	0.03892	Acumulado de 32 y 34	0.649166	0.059959	0.70912	0.748041
TRAMO XV	36	Bz - 33	Bz - 37	53.82	0.05247	Acumulado de 31 y 35	0.650975	0.748041	1.39902	1.451490
	37	Bz - 37	Bz - 38	22.50	0.02194				1.45149	1.473425
	38	Bz - 38	PTAR - 1	22.50	0.02194				1.47343	1.4954
					1533.83	1.50				

ALCANTARILLADO SANITARIO

RESULTADOS

CALCULO HIDRAULICO PARA UN SISTEMA DE ALCANTARILLADO SEPARATIVO POR EL METODO DE GASTO DE DISTRIBUCION EN MARCHA

OBS: Segun el RNE se debe corroborar con la metodologia de Tension Tractiva; para el cual se realizan los procedimientos correspondientes y se llega a conclusiones satisfactorias, como en los cuadros correspondientes a TENSION TRACTIVA N.1 Y TENSION TRACTIVA N. 2

VELOCIDAD MINIMA:	0.60	m/s	
VELOCIDAD MAXIMA:	5.0	m/s	
TENSION TRACTIVA MINIMA	1Pa=	0.1019	kg/m2
COEFICIENTE DE MANING N:	0.013		
DENSIDAD DEL AGUA	1005.000	kg/m3	

3. DISPOSICIONES ESPECIFICAS PARA DISEÑOS
3.1. Dimensionamiento Hidráulico
 En todos los tramos de la red deben ser calculados los caudales inicial y final (Q_i y Q_f). El valor mínimo del caudal a considerar, será de 1.5 L/s.
 Los diámetros nominales a considerar no deben ser menores de 100 mm.
 Cada tramo debe ser verificado por el criterio de Tensión Tractiva Media (n_t) con un valor mínimo n_t = 1.0 Pa, calculada para el caudal inicial (Q_i), valor correspondiente para un coeficiente de Manning n = 0.013. La pendiente mínima que satisface esta condición puede ser determinada por la siguiente expresión aproximada:
 $S_{min} = 0.0055 Q_i^{-0.47}$
 Donde:
 S_{min} = Pendiente mínima (m/m)
 Q_i = Caudal inicial (L/s)

Para tuberías con sección llena:
 Velocidad: $V = \frac{0.397}{n} D^{1/3} S^{2/3}$
 Continuidad: $Q = V A$
 Caudal: $Q = \frac{0.312}{n} D^{8/3} S^{2/3}$

$V_c = 6 \sqrt{gR}$
 $V_f > V_c \dots \dots \dots Y/D \leq 0.50$ Turbulento
 $V_f < V_c \dots \dots \dots Y/D \leq 0.75$ Laminar
 la ecuación de tensión tractiva puede ser escrita de la siguiente forma:
 $t = \beta g R S$ (7.12)

CAUDAL DE DESAGUE :	1.4954	L/s	LONGITUD TOTAL :	1533.83	m	CAUDAL UNITARIO:	0.00097	L/s/m
----------------------------	---------------	------------	-------------------------	----------------	----------	-------------------------	----------------	--------------

Nº DE COLECTOR	TRAMO/RAMAL	TRAMO		LONGITUD DE BUZON A BUZON	COTA DE FONDO		PENDIENTE DEL TRAMO (m/Km)	CAUDAL INICIAL L/s. (Qi)	CAUDAL FINAL L/s. (Qf)	Qd Lts/seg.	PENDIENTE MINIMA (m/Km)	RESULTADO	DIAMETRO (mm)	TUBERIA LLENA			Tabla		VF m/seg.
		BUZON ARRIBA	BUZON ABAJO		BUZON ARRIBA	BUZON ABAJO								Qo Lts/seg.	Vo m/seg.	Qd/Qo	y/D	V/Vo	
TRAMO I	1	Bz - 01	Bz - 02	46.00	1522.159	1515.21	151.13	0.0000	0.0448	1.5	4.5457	OK	160	70.395	3.50	0.02131	0.10	0.40336	1.411
	2	Bz - 02	Bz - 03	45.45	1515.207	1505.43	215.12	0.0448	0.0892	1.5	23.6620	OK	160	83.986	4.17	0.01786	0.10	0.38230	1.596
	3	Bz - 03	Bz - 04	59.82	1505.429	1496.25	153.51	0.0892	0.1475	1.5	17.1311	OK	160	70.946	3.53	0.02114	0.10	0.40252	1.419
	4	Bz - 04	Bz - 05	53.56	1496.246	1489.93	117.93	0.1475	0.1997	1.5	13.5225	OK	160	62.183	3.09	0.02412	0.11	0.41857	1.294
	5	Bz - 05	Bz - 06	57.83	1489.930	1480.30	166.53	0.1997	0.2561	1.5	11.7271	OK	160	73.895	3.67	0.02030	0.10	0.39748	1.460
	6	Bz - 06	Bz - 07	16.05	1480.300	1476.72	223.32	0.2561	0.2717	1.5	10.4336	OK	160	85.571	4.25	0.01753	0.10	0.38024	1.617
	7	Bz - 07	Bz - 08	55.24	1476.716	1473.24	62.97	0.2717	0.3256	1.5	10.1467	OK	160	45.438	2.26	0.03301	0.13	0.46002	1.039
	8	Bz - 08	Bz - 09	12.93	1473.238	1472.89	26.68	0.3256	0.3382	1.5	9.3201	OK	160	29.575	1.47	0.05072	0.16	0.52315	0.769
TRAMO II	9	Bz - 10	Bz - 11	64.69	1472.897	1476.99	38.69	0.0000	0.0631	1.5	4.5457	OK	160	35.618	1.77	0.04211	0.14	0.49530	0.877
	10	Bz - 11	Bz - 12	11.71	1476.994	1475.97	87.65	0.0631	0.0745	1.5	20.1579	OK	160	53.611	2.66	0.02798	0.12	0.43767	1.166
TRAMO III	11	Bz - 12	Bz - 09	62.14	1475.968	1472.89	49.48	0.0745	0.1351	1.5	18.6423	OK	160	40.280	2.00	0.03724	0.13	0.47712	0.955
	12	Bz - 09	Bz - 13	45.97	1472.893	1470.16	59.52	0.4732	0.5181	1.5	7.8176	OK	160	44.178	2.20	0.03395	0.13	0.46394	1.019
TRAMO IV	13	Bz - 13	Bz - 14	51.61	1470.157	1468.67	28.773	0.5181	0.5684	1.5	7.4921	OK	160	30.716	1.53	0.04883	0.15	0.51748	0.790
	14	Bz - 14	Bz - 14	65.00	1469.707	1468.67	15.92	0.0000	0.0634	1.5	4.5457	OK	160	22.850	1.14	0.06565	0.17	0.56475	0.441
TRAMO V	15	Bz - 16	Bz - 17	40.96	1469.936	1466.21	91.09	0.0000	0.0399	1.5	4.5457	OK	160	54.650	2.72	0.02745	0.12	0.43516	1.182
	16	Bz - 17	Bz - 18	41.04	1466.205	1464.27	47.12	0.0399	0.0799	1.5	24.9881	OK	160	39.309	1.95	0.03816	0.13	0.48053	0.939
TRAMO VI	17	Bz - 22	Bz - 21	25.66	1471.065	1469.76	51.01	0.0000	0.0250	1.5	4.5457	OK	160	40.898	2.03	0.03668	0.13	0.47503	0.966
	18	Bz - 21	Bz - 20	29.99	1469.756	1468.77	32.81	0.0250	0.0543	1.5	31.1307	OK	160	32.798	1.63	0.04573	0.14	0.50724	0.827
	19	Bz - 20	Bz - 19	47.75	1468.772	1464.98	79.48	0.0543	0.1008	1.5	21.6354	OK	160	51.051	2.54	0.02938	0.12	0.44426	1.127
	20	Bz - 19	Bz - 18	39.53	1464.977	1464.27	17.86	0.1008	0.1393	1.5	16.1705	OK	160	24.200	1.20	0.06198	0.17	0.55534	0.648
TRAMO VII	21	Bz - 23	Bz - 24	48.00	1469.422	1468.02	29.19	0.0000	0.0468	1.5	4.5457	OK	160	30.936	1.54	0.04849	0.15	0.51639	0.794
TRAMO VIII	22	Bz - 23	Bz - 24	37.71	1470.488	1468.02	65.41	0.0000	0.0368	1.5	4.5457	OK	160	46.312	2.30	0.03239	0.12	0.45743	1.053
TRAMO IV	23	Bz - 24	Bz - 26	15.00	1468.021	1464.75	218.27	0.0836	0.0982	1.5	17.6609	OK	160	84.598	4.20	0.01773	0.09	0.38149	1.604
	24	Bz - 26	Bz - 27	24.07	1464.747	1461.24	145.65	0.0982	0.1217	1.5	16.3717	OK	160	69.107	3.43	0.02171	0.10	0.40555	1.393
	25	Bz - 27	Bz - 28	38.06	1461.241	1460.58	17.50	0.1217	0.1588	1.5	14.8030	OK	160	23.953	1.19	0.06262	0.17	0.55709	0.663
	26	Bz - 28	Bz - 29	38.06	1460.575	1459.71	22.75	0.1588	0.1959	1.5	13.0621	OK	160	27.314	1.36	0.05492	0.16	0.53578	0.727
	27	Bz - 29	Bz - 30	52.14	1459.709	1457.09	50.23	0.1959	0.2467	1.5	11.8343	OK	160	40.584	2.02	0.03696	0.13	0.47608	0.910
TRAMO X	28	Bz - 18	Bz - 30	46.88	1464.271	1456.99	155.31	0.2193	0.2650	1.5	11.2225	OK	160	71.363	3.55	0.02102	0.10	0.40185	1.425
TRAMO XI	29	Bz - 30	Bz - 31	56.40	1457.090	1456.29	14.26	0.5117	0.5667	1.5	7.5358	OK	160	21.620	1.07	0.06938	0.18	0.57418	0.617
	30	Bz - 31	Bz - 32	62.00	1456.286	1455.39	14.53	0.5667	0.6271	1.5	7.1829	OK	160	21.829	1.08	0.06872	0.18	0.57247	0.621
	31	Bz - 32	Bz - 33	24.48	1455.385	1454.96	17.24	0.6271	0.6510	1.5	6.8487	OK	160	23.777	1.18	0.06309	0.17	0.55832	0.640
TRAMO XII	32	Bz - 14	Bz - 34	17.87	1468.672	1465.22	193.117	0.6317	0.6492	1.5	6.8251	OK	160	79.575	3.96	0.01885	0.09	0.38846	1.536
TRAMO XIII	33	Bz - 35	Bz - 36	37.67	1468.276	1467.66	16.43	0.0000	0.0367	1.5	4.5457	OK	160	23.211	1.15	0.06463	0.17	0.56219	0.649
	34	Bz - 34	Bz - 34	23.83	1467.657	1465.22	102.24	0.0367	0.0601	1.5	25.9901	OK	160	57.899	2.88	0.02591	0.11	0.42792	1.231
TRAMO XIV	35	Bz - 34	Bz - 33	39.92	1465.221	1454.96	256.98	0.7091	0.7480	1.5	6.4643	OK	160	91.793	4.56	0.01634	0.09	0.37240	1.499
TRAMO XV	36	Bz - 33	Bz - 37	53.82	1454.963	1452.97	36.95	1.3990	1.4515	1.5	4.6971	OK	160	34.810	1.73	0.04309	0.14	0.49932	0.864
	37	Bz - 37	Bz - 38	22.50	1452.974	1441.36	516.13	1.4515	1.4734	1.5	4.6165	OK	160	130.090	6.47	0.01153	0.08	0.33455	2.163
	38	Bz - 38	PTAR - 1	22.50	1441.361	1428.39	576.49	1.4734	1.4954	1.5	4.5840	OK	160	137.486	6.83	0.01091	0.08	0.32902	2.248

VERIFICACIÓN DE VELOCIDAD	RADIO HIDRAULICO (m)	TENSIÓN T. MEDIA (Pa)	VELOCIDAD CRITICA m/seg.	TIPO DE FLUJO
OK	0.010	15.338	1.903	flujo laminar
OK	0.009	20.144	1.828	flujo laminar
OK	0.010	15.530	1.900	flujo laminar
OK	0.011	12.652	1.956	flujo laminar
OK	0.010	16.533	1.882	flujo laminar
OK	0.009	20.743	1.820	flujo laminar
OK	0.012	7.783	2.100	flujo laminar
OK	0.015	3.999	2.313	flujo laminar
OK	0.014	5.343	2.220	flujo laminar
OK	0.012	10.054	2.023	flujo laminar
OK	0.013	6.460	2.158	flujo laminar
OK	0.013	7.451	2.113	flujo laminar
OK	0.015	4.243	2.294	flujo laminar
OK	0.017	2.677	2.449	flujo laminar
OK	0.011	10.358	2.014	flujo laminar
OK	0.013	6.219	2.170	flujo laminar
OK	0.013	6.616	2.151	flujo laminar
OK	0.014	4.695	2.260	flujo laminar
OK	0.012	9.324	2.046	flujo laminar
OK	0.017	2.928	2.419	flujo laminar
OK	0.015	4.291	2.290	flujo laminar
OK	0.012	8.017	2.091	flujo laminar
OK	0.009	20.374	1.825	flujo laminar
OK	0.010	14.902	1.911	flujo laminar
OK	0.017	2.882	2.424	flujo laminar
OK	0.016	3.535	2.354	flujo laminar
OK	0.013	6.537	2.155	flujo laminar
OK	0.010	15.674	1.898	flujo laminar
OK	0.017	2.457	2.480	flujo laminar
OK	0.017	2.494	2.474	flujo laminar
OK	0.017	2.850	2.428	flujo laminar
OK	0.010	18.523	1.850	flujo laminar
OK	0.017	2.744	2.441	flujo laminar
OK	0.011	11.337	1.989	flujo laminar
OK	0.009	23.135	1.792	flujo laminar
OK	0.014	5.165	2.233	flujo laminar
OK	0.008	39.566	1.654	flujo Turbulento
OK	0.008	43.102	1.633	flujo Turbulento

TANQUE IMHOFF

DISEÑO TANQUE IMHOFF

NOMBRE DEL PROYECTO

PROPUESTA DE DISEÑO DE UN SISTEMA DE AGUA POTABLE Y ALCANTARILLADO SANITARIO PARA EL CASERIO EL PROGRESO, APLICANDO FÓRMULAS MATEMÁTICAS Y EL USO DEL SOFTWARE WATERGEMS Y SEWERGEMS.

A PARAMETROS DE DISEÑO

1.- Población actual	672
2.- Tasa de crecimiento (%)	0.34
3.- Período de diseño (años)	20
4.- Población futura	718 habitantes
5.- Dotación de agua, l/(habxdía)	100 L/(hab x día)
6.- Factor de retorno	0.8
7.- Altitud promedio, msnm	1480 m.s.n.m.
8.- Temperatura mes más frío, en °C	15 °C
9.- Tasa de sedimentación, m ³ /(m ² xh)	1 m ³ /(m ² x h)
10.- Período de retención, horas	2 horas (1.5 a 2.5)
11.- Borde libre, m	0.3 m
12.- Volumen de digestión, l/hab a 15°C	70 L/hab a 15°C
13.- Relación L/B (teórico)	6.87
14.- Espaciamiento libre pared digestor al sedimentador, metros	1.00 m
15.- Angulo fondo sedimentador, radianes	50° 0.8727 radianes
16.- Distancia fondo sedimentador a altura máxima de lodos (zona neutra), m	0.5 m
17.- Factor de capacidad relativa	1.00
18.- Espesor muros sedimentador, m	0.2 m
19.- Inclinación de tolva en digestor	15° (15° - 30°) 0.2618 radianes
20.- Numero de troncos de piramide en el largo	1
21.- Numero de troncos de piramide en el ancho	1
22.- Altura del lodos en digestor, m	1.92 m
23.- Requerimiento lecho de secado	0.1 m ² /hab.

VALORES GUIA

(1.5 a 2.5)
> a 3
1.0 mínimo
(50° - 60°)

Factores de capacidad relativa y tiempo de digestión de lodos

Temperatura °C	Tiempo digestión (días)	Factor capacidad relativa
5	110	2
10	78	1.4
15	55	1
20	40	0.7
> 25	30	0.5

B RESULTADOS

24.- Caudal medio, l/día	57.44 m ³ /día
25.- Area de sedimentación, m ²	2.39 m ²
26.- Ancho zona sedimentador (B), m	1.00 m
27.- Largo zona sedimentador (L), m	6.87 m
28.- Prof. zona sedimentador (H), m	2.00 m
29.- Altura del fondo del sedimentador	0.60 m
30.- Altura total sedimentador, m	2.90 m
31.- Volumen de digestión requerido, m ³	50.26 m ³
32.- Ancho tanque Imhoff (Bim), m	3.40 m
33.- Volumen de lodos en digestor, m ³	50.26 m ³
34.- Superficie libre, %	59% (min. 30%)
35.- Altura del fondo del digestor, m	0.46 m
36.- Altura total tanque imhoff, m	5.78 m
37.- Area de lecho de secado, m ²	71.80

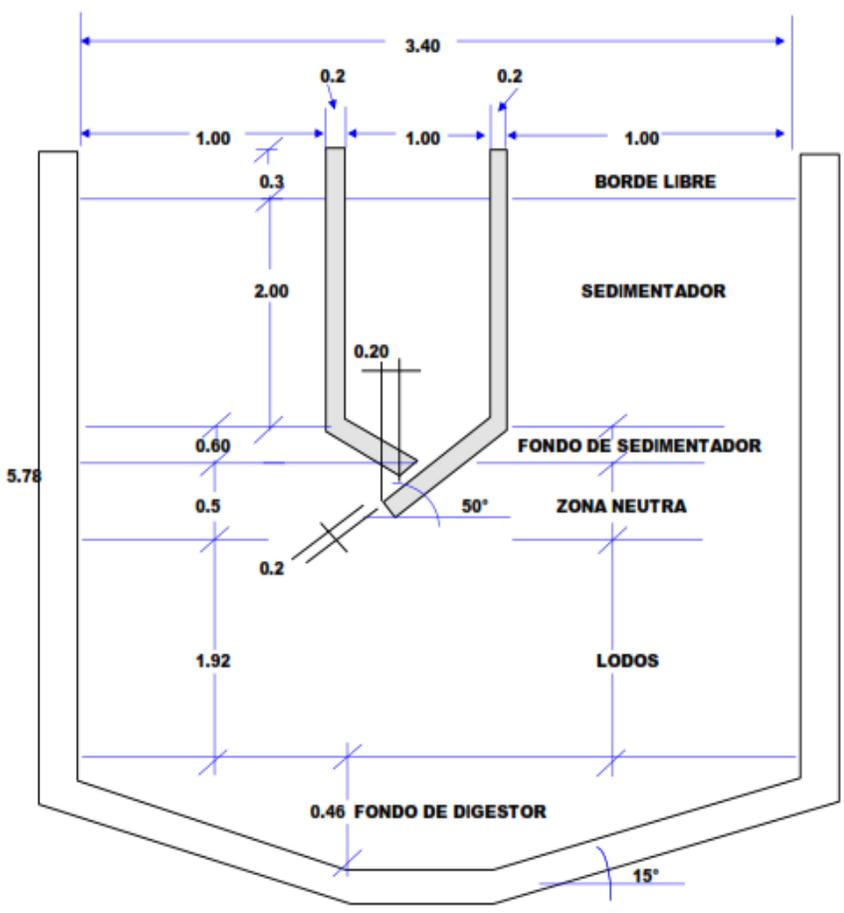
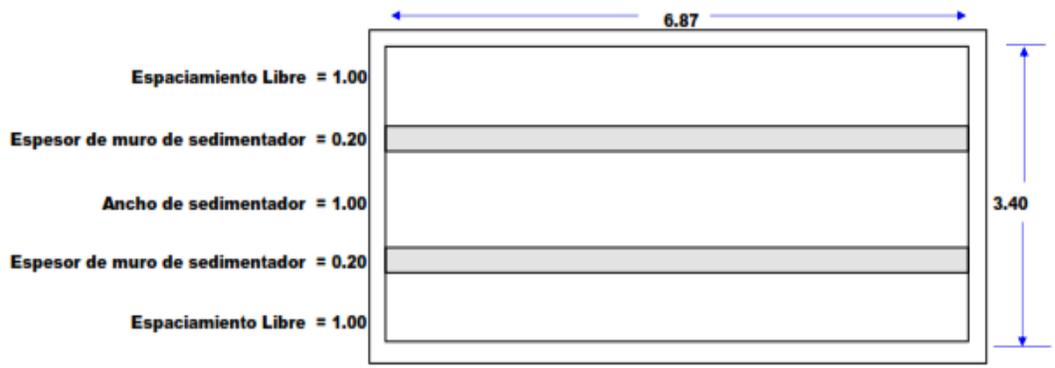
Del Proyecista (Sedimentador)

L = 6.00	L/B = 5.00
B = 1.20	

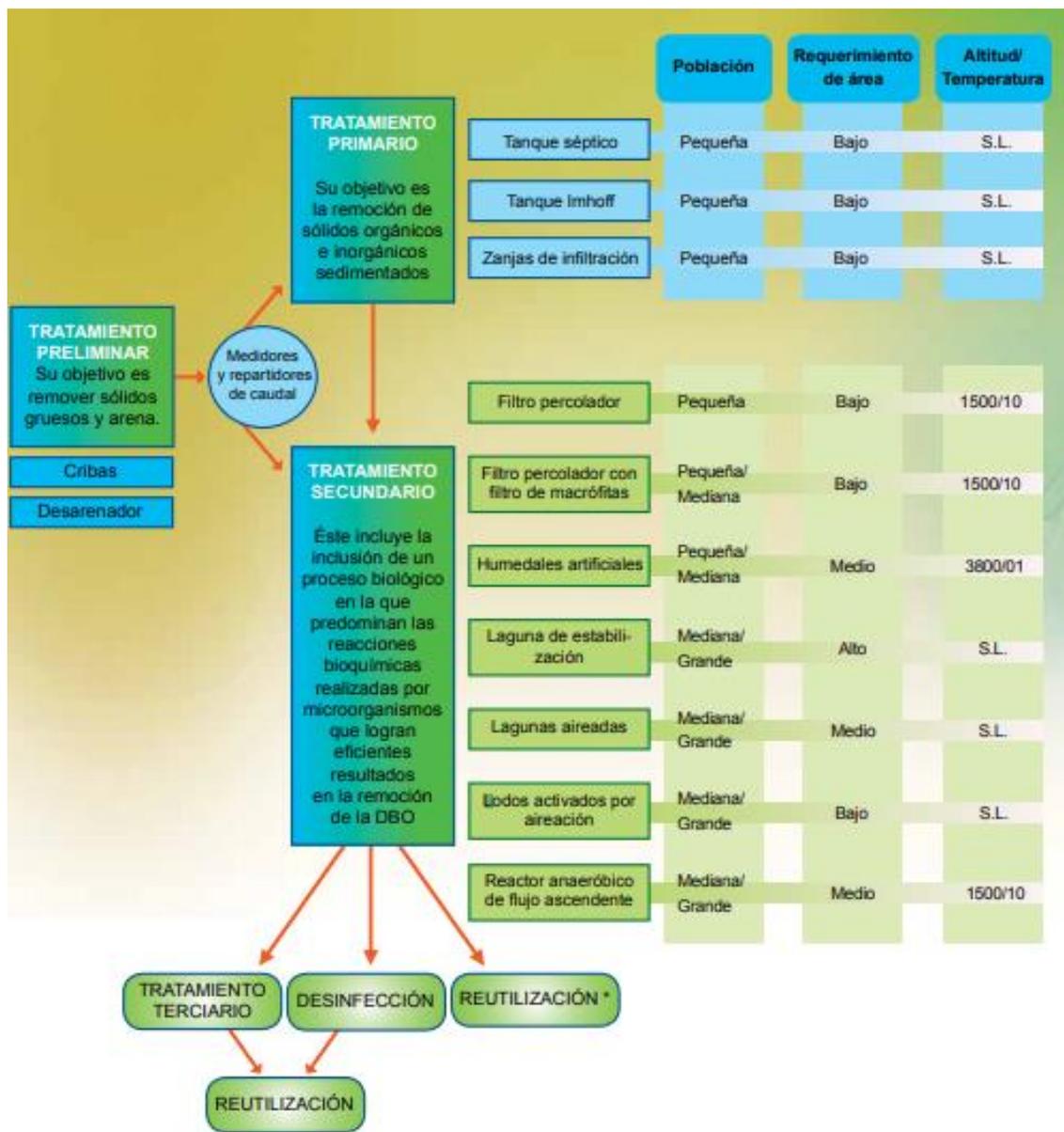
L/B = 6.87 (3 a 10)

L/Bim = 2.02 debe ser mayor a 1

Se deberá modificar las celdas: Relación L/B (teórico)(fila 13), Espaciamiento libre pared digestor al sedimentador (fila 15) y Altura de lodos en digestor(fila 22) de tal forma que Volumen de lodos en digestor (fila 31) sea > o igual a Volumen de digestión requerido (fila 33).



**FLUJOGRAMA DE TECNOLOGÍAS
EMPLEADAS EN EL TRATAMIENTO DE AGUAS
RESIDUALES.**



Fuente: MINAM.

PANEL FOTOGRÁFICO.

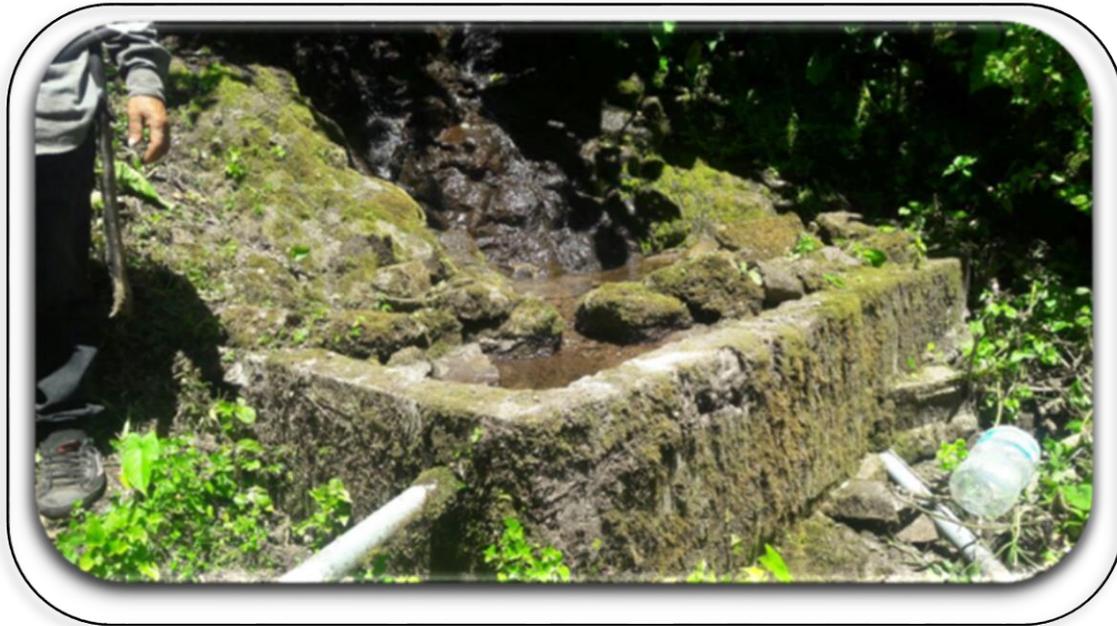


Foto 01. Vista de la Captación tipo manantial en ladera o concentrado.



Foto 02. Vista de la zona de trazo topográfico de la línea de conducción.



Foto 03. Vista de la zona de trazo topográfico de la línea de aducción.



Foto 04. Vista de la zona de ingreso a la población, trazo topográfico de la red de distribución.



Foto 05. Vista del levantamiento topográfico sobre el trazo de la red de distribución.



Foto 06. Vista panorámica de las viviendas en el caserío el Progreso.

PLANOS

