

**UNIVERSIDAD PRIVADA ANTENOR ORREGO**  
**FACULTAD DE INGENIERIA**  
**PROGRAMA DE ESTUDIO DE INGENIERIA CIVIL**



**TESIS PARA OPTAR EL TÍTULO PROFESIONAL DE**  
**INGENIERO CIVIL**

---

**Diseño Hidráulico de los Sistemas de Abastecimiento de Agua Potable, Alcantarillado y  
con UBS en la Localidad la Lima del Distrito de Querocoto- Cajamarca**

---

**Línea de Investigación:** Ingeniería Civil

**Sub Línea de Investigación:** Hidráulica

**AUTOR:**

Córdova Pérez, Mirko Camilo

**Jurado evaluador:**

Presidente : Vertiz Malabrigo, Manuel Alberto  
Secretario : Salazar Perales, Alvaro Fernando  
Vocal : Gálvez Paredes José Alcides

**Asesor:**

Narváez Aranda, Ricardo Andrés

Código Orcid: <https://orcid.org/0000-0003-0505-3163>

**TRUJILLO – PERÚ**  
**2023**

Fecha de Sustentación: 2023/03 /13

## **DEDICATORIA**

Este proyecto es dedicado en primer lugar a Dios, ya que él fue el complemento perfecto en mi vida, a mis padres, por darme educación basada en buenos valores y enseñarme a no rendirme ante los problemas, mi hermana y toda mi familia por su apoyo constante e incondicional y por alentarnos en todo momento a seguir luchando por un sueño durante mi etapa universitaria.

Dedico a mis tíos por haberme formado y apoyado de distintas maneras en todo este camino y por ser ejemplo de superación y ser mi inspiración a seguir adelante.

## **AGRADECIMIENTO**

“A Dios por Siempre derramar sus bendiciones en mi vida y darme la fortaleza espiritual y laboral en este camino profesional.”

“Con mucha consideración al Ing. Ricardo A. Narváz Aranda como asesor de mi tesis y el apoyo brindado para concretar este objetivo.”

## **DEDICATORIAS**

“A mis padres Vinter y Rosa que, con su ejemplo de valores, con tanto esfuerzo y sacrificio me educaron para lograr culminar mis estudios superiores.”

“A mi abuela Victoria, gracias mamá por la perseverancia y constantes consejos que me brindaste durante toda mi vida. Sé que, desde donde estés me sigues protegiendo.”

“A mi esposa Bibi, por el apoyo y comprensión que me brindó para lograr mis objetivos y metas.”

“A mis hijos Camilo, Dominick, Adriana y Milka, que tengo en esta vida y me llena de felicidad quienes son la Razón de mi perseverancia y el aliento para afrontar todos los obstáculos, retos de esta vida y sociedad”

## RESUMEN

El presente trabajo de investigación, se realizó en la Localidad La Lima ubicada en el Distrito de Querocoto, de la Provincia de Chota, en el Departamento de la Libertad. En la actualidad cuentan con servicio de agua potable, el cual se encuentra en mal estado, por tener una antigüedad de más de 28 años, cumpliendo su vida útil, la cobertura de este servicio se da a las viviendas existentes e instituciones públicas, la comunidad La Lima actualmente no cuentan con el servicio de evacuación de aguas residuales, lo que obliga a sus pobladores hacen sus necesidades biológicas en letrinas, pozos ciegos y campo libre, lo cual contamina el ambiente generando una alta incidencia de enfermedades diarreicas y parasitarias de la población.

La comunidad de La Lima cuenta con 153 viviendas, donde se ha proyectado realizar el diseño de abastecimiento de agua potable y a un determinado número de viviendas será considerado para el plantear un sistema de alcantarillado con una PTAR, y otro grupo que por su ubicación y topografía accidentada se considerará UBS:

Población actual: N° de viviendas:153 con una población actual  $P_a = 954$  habitantes

Se realizó el levantamiento topográfico en la localidad la Lima, ubicado en el Distrito de Querocoto, de la Provincia de Chota, en el Departamento de la Libertad, ubicado entre la cota 2000 a 2400 m.s.n.m, considerando B.M. y las coordenadas respectivas se obtuvieron con GPS, Eclímetro y Teodolito Electrónico, obteniendo el plano topográfico para el diseño de agua y alcantarillado.

Se realizó el aforo en dos puntos para la captación de ladera empleándose el Método Volumétrico, obteniendo en la captación 1 un caudal de aforo de 2.84 l/s y en la captación 2 un caudal de 2.55 l/s, siendo suficiente según la demanda de agua.

Se realizó el diseño hidráulico de las estructuras del sistema de abastecimiento de agua potable:

Se realizó el diseño de la captación de ladera de la captación 1 para un caudal máximo diario  $Q_{md} = 0.519$  l/s , resultados las siguientes dimensiones para a cámara húmeda:  $L = 0.70$  m,  $B = 0.90$  m y  $H = 0.90$  m y diámetro de rebose y limpieza de 2"; para la captación 2 para un caudal máximo diario  $Q_{md} = 0.851$  l/s , resultados las siguientes dimensiones para a cámara húmeda:  $L = 0.70$  m,  $B = 0.90$  m y  $H = 0.90$  m y diámetro de rebose y limpieza de 2".

Se realizó el Diseño hidráulico de la línea de conducción para los dos sectores de la localidad La Lima considerando el 20% de pérdidas; también se diseñó su cámara rompe presión Tipo 6:

Sector 1: Línea de conducción 1:

N° de viviendas 58

Dotación: 80 l/hab/día

Periodo de diseño 20 años

Coefficientes de variación diaria y horaria:  $K_1=1.3$  y  $K_2 2:0$

Población futura  $P_f = 432$  hab

Caudal  $Q_{md}=0.62$  l/s con diámetros de 1" y con velocidad de 0.914 m/s

Sector 2: Línea de conducción 2:

N° de viviendas 95

Dotación: 80 l/hab/día

Periodo de diseño 20 años

Coefficientes de variación diaria y horaria:  $K_1=1.3$  y  $K_2 2:0$

Población futura  $P_f = 707$  hab

Caudal máximo diario  $Q_{md}= 1.02$  l/s de diámetro de 1 ½", y con velocidad de 0.659 m/s. En ambos casos cumple la velocidad mínima de 0.6 m/s y velocidad máxima de 5 m/s y con presiones menor de 50 m.c.a para una clase de tubería PVC C-7.5.

Se realizó el diseño hidráulico del reservorio apoyado, obteniendo un volumen de 10 m<sup>3</sup> y 20 m<sup>3</sup> para de capacidad de reservorio para cada sector respectivamente

Se realizó el Diseño hidráulico de la línea de aducción, red de distribución y cámara rompe presión tipo 7, para los dos sectores:

Sector 1: con  $Q_{mh}= 0.96$  l/s tubería de PVC de diámetro de ¾ " (22.90 mm) con presiones menores de 50 m.c.a. para una clase de tubería PVC C-7.5.

Sector 2: con  $Q_{mh}= 1.57$  l/s tubería de PVC de diámetro de ¾ " (22.90 mm) y de diámetro 1" (29.4 mm) y con presiones menores de 50 m.c.a. para una clase de tubería PVC C-7.5.

Se realizó el diseño Hidráulico del sistema de alcantarillado para un sector según la topografía adecuada para un sistema tradicional considerando buzones, colectores y emisor, considerando solo 84 lotes, caudal de diseño 80% del caudal máximo diario y el caudal de infiltración de 0.05 l/s. km , de acuerdo al RNE:

$Q_d = 1.216$  l/s, pero asumiendo el caudal mínimo de  $Q = 1.50$  l/s considerando el cumplimiento para el arrase hidráulico el criterio de la fuerza tractiva mayor que 1.

Se realizó el diseño de la planta de tratamiento de aguas residuales considerando una cámara de rejas, 2 tanque séptico, pozo de absorción y lecho de secado. Finalmente se realizó el planteamiento del sistema UBS en viviendas alejadas para un total de 69 viviendas.

**Palabras clave:** captación, aforo, línea de condición, red de distribución, alcantarillado, tanque séptico, pozo de absorción, lecho de secado

## ABSTRACT

The present research work was carried out in the La Lima locality located in the District of Querocoto, of the Province of Chota, in the Department of La Libertad. Currently they have a drinking water service, which is in poor condition, as it is more than 28 years old, fulfilling its useful life, the coverage of this service is given to existing homes and public institutions, the community La Lima currently does not have the wastewater evacuation service, which forces its inhabitants to do their biological needs in latrines, cesspits and free fields, which pollutes the environment generating a high incidence of diarrheal and parasitic diseases of the population.

The community of La Lima has 153 homes, where it has been planned to carry out the design of drinking water supply and a certain number of homes will be considered for proposing a sewage system with a WWTP, and another group that due to its location and topography accident will be considered UBS:

Current population: N° of dwellings: 153 with a current population Pa= 954 inhabitants

The topographic survey was carried out in the locality of La Lima, located in the District of Querocoto, of the Province of Chota, in the Department of La Libertad, located between the elevation 2000 to 2400 m.a.s.l., considering B.M. and the respective coordinates were obtained with GPS, Eclimeter and Electronic Theodolite, obtaining the topographic plan for the water and sewage design.

Gauging was carried out at two points for the slope catchment using the Volumetric Method, obtaining in catchment 1 a flow rate of 2.84 l/s and in catchment 2 a flow of 2.55 l/s, being sufficient according to the water demand.

The hydraulic design of the structures of the drinking water supply system was carried out:

The design of the slope catchment of catchment 1 was carried out for a maximum daily flow  $Q_{md}=0.519$  l/s, resulting in the following dimensions for the humid chamber:  $L=0.70m$ ,  $B= 0.90$  m and  $H=0.90$  m and overflow diameter and 2" cleaning; for intake 2 for a maximum daily flow  $Q_{md}=0.851$  l/s, results in the following dimensions for the wet chamber:  $L=0.70m$ ,  $B= 0.90$  m and  $H=0.90$  m and overflow and cleaning diameter of 2".

The hydraulic design of the conduction line was carried out for the two sectors of the locality of La Lima considering 20% of losses; its Type 6 pressure break chamber was also designed:

Sector 1: Driving line 1:

No. of homes 58

Endowment: 80 l/room/day

Design period 20 years

Daily and hourly variation coefficients:  $K_1=1.3$  and  $K_2 2:0$

Future population  $P_f = 432$  inhabitants

Flow rate  $Q_{md}=0.62$  l/s with diameters of 1" and with a speed of 0.914 m/s

Sector 2: Driving line 2:

No. of homes 95

Endowment: 80 l/room/day

Design period 20 years

Daily and hourly variation coefficients:  $K_1=1.3$  and  $K_2 2:0$

Future population  $P_f = 707$  inhabitants

Maximum daily flow rate  $Q_{md}= 1.02$  l/s with a diameter of 1 ½", and with a speed of 0.659 m/s. In both cases, it meets the minimum speed of 0.6 m/s and maximum speed of 5 m/s and with pressures less than 50 m.c.a for a class of PVC C-7.5 pipe.

The hydraulic design of the supported reservoir was carried out, obtaining a volume of 10 m<sup>3</sup> and 20 m<sup>3</sup> for reservoir capacity for each sector, respectively.

3The hydraulic design of the adduction line, distribution network and type 7 pressure break chamber was carried out for the two sectors:

Sector 1: with  $Q_{mh}= 0.96$  l/s PVC pipe with a diameter of ¾" (22.90 mm) with pressures less than 50 m.c.a. for a PVC pipe class C-7.5.

Sector 2: with  $Q_{mh}= 1.57$  l/s PVC pipe with a diameter of ¾" (22.90 mm) and a diameter of 1" (29.4 mm) and with pressures less than 50 m.c.a. for a PVC pipe class C-7.5.

The Hydraulic design of the sewage system was carried out for a sector according to the appropriate topography for a traditional system considering mailboxes, collectors and emitter, considering only 84 batches, design flow 80% of the maximum daily flow and infiltration flow of 0.05 l/ yes km,

according to the RNE:

$Q_d = 1.216$  l/s, but assuming the minimum flow rate of  $Q = 1.50$  l/s, considering that the criterion of tractive force greater than 1 is fulfilled for the hydraulic downflow.

The design of the wastewater treatment plant was carried out considering a grid chamber, 2 septic tanks, an absorption well and a drying bed. Finally, the approach of the UBS system was carried out in remote homes for a total of 69 homes.

**Keywords:** catchment, gauging, condition line, distribution network, sewage system, septic tank, absorption well, drying bed

---

**“DISEÑO HIDRAULICO DE LOS SISTEMAS DE ABASTECIMIENTO DE AGUA  
POTABLE, ALCANTARILLADO Y CON UBS EN LA LOCALIDAD LA LIMA DEL  
DISTRITO DE QUEROCOTO- CAJAMARCA”**

---

**Jurado Calificador**

---

Ms. Ing. Manuel Alberto Vertiz Malabrigo

**Presidente**

**CIP:**

---

Ms. Ing. Álvaro Fernando Salazar Perales

**Secretario**

**CIP:**

---

Ms. Ing. José Alcides Gálvez Paredes

**Vocal**

**CIP:**

---

Dr. Ing. Ricardo Andrés Narváez Aranda

**Asesor**

**CIP:**

## INDICE

DEDICATORIA .....	I
AGRADECIMIENTO.....	II
RESUMEN .....	III-IV-V
ABSTRACT.....	VI-VII-VIII
<b>CAPÍTULO I</b>	
I: INTRODUCCIÓN .....	1
1.1. Problema de investigacion .....	1
1.2. Enunciado del problema.....	3
1.3. Objetivo del Estudio.....	3
1.3.1. Objetivo General.....	3
1.3.2. Objetivos Especificos .....	3
1.4. Justificacion del Estudio .....	4
1.4.1. justificacion tecnica .....	4
1.4.2. justificacion Economica.....	4
1.4.3. justificacion Social. ....	5
<b>CAPÍTULO II</b>	
II: MARCO DE REFERENCIA.....	5
2.1. ANTECEDENTES .....	5
2.1.1. A Internacional .....	5
2.1.2. A Nacional .....	7
2.1.3. A Local .....	8
2.2. Marco Teorico .....	9
2.2.1. Sistema de Abastecimiento de agua.....	1
2.2.2. Fuentes de Abastecimientos.....	1
2.2.3 Tipos de fuentes de agua .....	1
2.2.4. Red de Distribucion de Agua Potable.....	1
2.2.4.1 Criterios técnicos de diseño.....	1

2.2.4.2 Tipos de redes de distribución .....	1
2.2.4.3 Red Matriz.....	1
2.2.4.4 Estructura de Almacenamiento .....	1
2.2.5 Metodo de Calculo.....	1
2.2.5.1 Consideraciones de diseño.....	1
2.2.6 Programa WaterCad .....	1
2.2.6.1 Descripcion.....	1
2.2.7 Programa WaterCad .....	1
2.2.7.1 Elementos de un sistema de alcantarillado .....	1
2.2.7.2 Aguas Residuales .....	1
2.2.7.3 Caudal de aguas a eliminar.....	1
2.2.7.4 Camara de Inspeccion.....	1
2.2.7.5 Unidades básicas de saneamiento (UBS).....	1
2..3 Marco Conceptual.....	1

### **CAPÍTULO III**

III: METODOLOGÍA .....	17
3.1. Tipo y Nivel de Investigacion .....	1
3.1.1. Orientacion o Finalidad .....	1
3.1.2. Nivel de Investigación .....	1
3.2. Población y Muestra .....	1
3.2.1. Población .....	1
3.2.2. Muestra .....	1
3.3. Diseño de Investigacion .....	1
3.4. Tecnica e Instrumento de Investigación .....	1
3.5. Procedimientos y análisis de datos .....	5
3.5.1. Ubicación .....	5
3.5.2 Características de la Zona de estudio.....	1
3.5.3 Levantamiento Topografico.....	1
3.5.4 Estudios de campo y criterios para el planteamiento del S.A.P.A.....	1
3.5.4.1 Fuentes de abastecimiento .....	1

3.5.4.2 Aforos.....	1
3.5.4.3 Disposición Sanitarias Excretas .....	1
3.5.4.4 Período de Diseño .....	1
3.5.4.5 Poblacion Actual.....	1
3.5.4.6 Dotación de agua para el diseño .....	1

## CAPÍTULO IV

IV: PRESENTACION DE RESULTADOS .....	37
4.1. Aforos Mediante Metodo Volumetrico.....	1
4.2. Diseño hidráulico de las capitaciones de ladera.....	1
4.2.1. Diseño hidráulico de la Captación 1.....	5
4.2.2. 2 Diseño hidráulico de la Captación 2.....	4
4.2.2. 3 Diseño Estructural de captación de ladera 1-.....	3
4.3. Diseño hidráulico de la Línea de Conducción.....	3
4.3.1. Línea de conducción 1.....	1
4.3.1.1. Parámetros de diseño: Caudales.....	1
4.3.1.2. Volumen de Rerservorio.....	1
4.3.1.3. Diseño hidráulico de la línea de conducción .....	1
4.3.2. Línea de conducción 2.....	1
4.3.2.1. Parámetros de diseño: Caudales.....	1
4.3.2.2. Volumen de Rerservorio.....	3
4.3.2.3. Diseño hidráulico de la línea de conducción .....	1
4.4. Diseño hidráulico de la cámara rompe presión Tipo-6.....	2
4.5 Diseño hidráulico de la red de distribución.....	2
4.5.1 Red de distribución sector 1 .....	1
4.5.2 Red de distribución sector 2 .....	1
4.6 Diseño hidráulico de la cámara rompe presión Tipo-7 .....	1
4.7 Diseño hidráulico de la Red de Alcantarillado.....	3
4.8 Diseño hidráulico de la cámara de rejas.....	5
4.9 Diseño hidráulico del Tanque Séptico.....	3

4.10 Diseño hidráulico del Pozo de Absorción.....	2
4.11 Diseño hidráulico del Lecho de Secado de Lodos.....	1
4.12 Sistema UBS con arrastre hidráulico sistema sanitario.....	1
<b>V. DISCUSIÓN DE RESULTADOS</b>	
5.1. Discusion de Resultados.....	1
<b>VI. CONCLUSIONES</b>	
6.1. Conclusiones .....	2
<b>VII. RECOMENDACIONES</b>	
7.1. Recomendaciones .....	1
<b>REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS</b> .....	1
<b>ANEXOS</b> .....	4

### Índice de figuras

Figura 1.....	1
Figura 2.....	1
Figura 3.....	1
Figura 4.....	1
Figura 5.....	1
Figura 6.....	1
Figura 7.....	1

### INDICE DE TABLAS

Tabla 1.....	1
Tabla 2.....	1
Tabla 3.....	1
Tabla 4.....	1
Tabla 5.....	1
Tabla 6.....	1
Tabla 7.....	1
Tabla 8.....	1

Tabla 9.....1  
Tabla 10.....1  
Tabla 11.....1  
Tabla 12.....1  
Tabla 13.....1  
Tabla 14.....1  
Tabla 15.....1

# 1. CAPÍTULO I: INTRODUCCION

## 1.1. Problema de investigación

Las Durante los últimos 20 años se viene desarrollando a nivel de ingeniería nuevos proyectos con innovaciones tecnológicas y procedimientos técnicos de construcción con la finalidad de dar un mejor servicio en calidad y cantidad de proyectos de agua potable. (LOPEZ ,2001).

El agua es un elemento fundamental para el desarrollo humano y ácido durante la existencia humana fundamental para su existencia. Por lo que es necesario proponer nuevos proyectos para dar un mayor servicio por el crecimiento poblacional. (JIMÉNEZ, 2006).

Actualmente muchas fuentes de agua son contaminadas debido a proyectos de evacuaciones de aguas residuales no tratados a los cursos de agua, y por la minería formal e informal. Es por tal motivo que los puntos de abastecimiento de agua son más alejados de los centros de consumo, considerando los manantiales o captaciones de ladera para el abastecimiento de agua de las comunidades. (GARCIA, 2000).

La zona de estudio está ubicada en el Distrito de Querocoto, de la Provincia de Chota, en el Departamento de la Libertad. La población de los caseríos de Querocoto, siendo uno de ellos la Localidad La Lima viene sufriendo muchas enfermedades gastrointestinales, debido a su mala calidad del agua y mal sistema de disposición sanitaria de excretas. Los pobladores debido a su problemática han solicitado a sus autoridades dar solución al abastecimiento de agua debido a que sus instalaciones actuales tienen muchos años de servicio y están muy deteriorados, que no brindan un buen servicio en calidad y cantidad que necesita las comunidades.

El agua abastecida proveniente de manantial cercano de la zona, para luego

ser almacenada en reservorio y posteriormente ser distribuidos a las viviendas a través de tuberías, y la disposición sanitaria de excretas la realiza en pozos ciegos y en algunos casos al aire libre.

En algunos casos la población almacena el agua en recipientes abiertos sujetos a contaminación, y sin ningún tratamiento alguno, lo cual es la causa principal de enfermedades parasitarias, gastrointestinales.

En la actualidad cuentan con servicio de agua potable, el cual se encuentra en mal estado, por tener una antigüedad de más de 28 años, cumpliendo su vida útil, la cobertura de este servicio se da a las viviendas existentes e instituciones públicas, la comunidad La Lima actualmente no cuentan con el servicio de evacuación de aguas residuales, lo que obliga a sus pobladores hacen sus necesidades biológicas en letrinas, pozos ciegos y campo libre, lo cual contamina el ambiente generando una alta incidencia de enfermedades diarreicas y parasitarias de la población.

El Sistema existente de agua potable que atiende a La Comunidad de La Lima, está constituido por una Captación de Manantial, Línea de conducción de tubería, 01 Reservorios Cuadrado de 5 m<sup>3</sup>, línea de aducción y distribución de Tubería, Válvulas y conexiones domiciliarias.

Sea observado que las instalaciones actuales como la captación debido a la falta de mantenimiento sus tapas estas oxidadas y sus tuberías obstruidas, su línea de conducción en diferentes tramos esta rotas, y reparadas rústicamente, pero observándose perdida de agua, y por la poca cantidad de agua, muchos nuevos pobladores captan el agua de acequias o canales de regadío, lo que puede afectar su salud.

La comunidad de La Lima cuenta con 153 viviendas, donde se ha proyectado realizar el diseño de abastecimiento de agua potable y a un determinado número de viviendas será considerado para el plantear un sistema de alcantarillado con una PTAR, y otro grupo que por su ubicación y topografía accidentada se considerará UBS:

Población actual:

Densidad poblacional: 6 hab/ Vv. N° de viviendas:153

La población actual: 954 habitantes

El material típico de las viviendas es el adobe y/o tapial con techos de teja o calamina en una estructura de madera, y pocas viviendas son de ladrillo.

Finalmente se puede indicar lo siguiente de la estructura actual:

- ✓ Poco caudal para la población debido a su crecimiento poblacional.
- ✓ Pérdidas de agua en la captación, conducción y distribución
- ✓ No hay sistema de alcantarillado.

Los resultados de la investigación busca mediante una solución hidráulica, considerar oras captaciones de ladera según la demanda de agua de la población, otro reservorio de mayor volumen de almacenamiento, complementándose con un sistema de evacuación de aguas residuales tradicional y utilizando unidades básicas de saneamiento (UBS), debido a la topografía muy accidentada.

## **1.2. Enunciado del Problema**

¿En qué medida el diseño hidráulico de los sistemas de abastecimiento de agua potable, alcantarillado y con UBS en la Localidad la Lima del Distrito de Querocoto-Cajamarca?

## **1.3. Objetivos del Estudio:**

### **1.3.1. Objetivo General**

Desarrollar el diseño hidráulico de los sistemas de abastecimiento de agua potable, alcantarillado y con UBS en la Localidad la Lima del Distrito de Querocoto-Cajamarca.

### **1.3.2. Objetivos Específicos**

- Realizar el levantamiento topográfico en la localidad para determinar el relieve topográfico topografía y perfiles
- Realizar aforos en los puntos de captación de agua en zonas de ladera.
- Diseño hidráulico del sistema de abastecimiento de agua potable:

- Diseño de la captación de ladera.
  - Diseño hidráulico de la línea de conducción
  - Diseño hidráulico del reservorio apoyado
  - Diseño hidráulico de la línea de aducción y red de distribución.
- Diseño Hidráulico del sistema de alcantarillado:
- Diseño hidráulico del sistema de alcantarillado: red de colectores y emisor.
  - Diseño hidráulico de una planta de tratamiento de aguas residuales.
  - Planteamiento del sistema UBS en viviendas alejadas
  - Planos de Diseño

#### **1.4. Justificación del Estudio:**

Se justifica la investigación porque permite determinar las características hidráulicas que cumplan los criterios técnicos de saneamiento para sistemas de captación, conducción, almacenamiento y distribución de agua potable, complementándose con un sistema de evacuación de aguas residuales, mediante un sistema de alcantarillado tradicional para un sector de la población, complementándose con las unidades básicas de saneamiento por la ubicación de la vivienda y la topografía. Además, diseñar un sistema de tratamiento de aguas residuales.

##### **1.4.1 Justificación Técnica:**

El proyecto de investigación se justifica técnica mente al considerar las normas técnicas peruanas a emplear para el diseño del sistema de abastecimiento de agua potable y alcantarillado con UBS, siguiendo el marco normativo vigente y modelamientos hidráulicos que justifiquen los diseños. que está orientada a posibilitar el acceso de la población del ámbito rural a los servicios de agua y saneamiento de calidad y sostenible.

##### **1.4.2 Justificación Económica:**

El proyecto de investigación es rentable socioeconómico para la población permitiendo las posibilidades de crecimiento y desarrollo económico Se inician con la puesta en funcionamiento de las obras del proyecto y se generan durante toda su vida útil

### **1.4.3 Justificación Social:**

El proyecto de investigación se justifica social mente por lo que permite el cierre de brecha social con el acceso a los servicios básicos que permite reducir las enfermedades de origen hídrico y elevan las condiciones vida de la población logrando un entorno saludable, apoyando en la economía, crecimiento social y mejorando la calidad de vida.

## **2. CAPITULO II: MARCO DE REFERENCIA**

### **2.1 ANTECEDENTES DEL ESTUDIO**

#### **2.1.1 ANTECEDENTES INTERNACIONALES**

**Andrade (2017)** en la investigación titulada “**Diseño del Sistema de abastecimiento y red matriz de agua potable de los sectores: Barrio Polar – Hueco Dulce, el Eneal I y II, el Mirador, el Islita y la Ceibita ubicados en el Municipio Simón Bolívar Barcelona, estado Anzoátegui**”, el presente estudio se realizó el diseño del sistema de abastecimiento y red matriz de agua potable de los bordes Barrio Polar-hueco Dulce, El Eneal I y II, El Mirador, La Islita y La Ceibita. Esta deriva del esquema de Sistema Integral de Abastecimiento de Agua Potable para los Sector Los Machos, Barrio Polar-el Eneal, situados en Barcelona, el cual nace debido a la inconveniencia de abastecimiento de agua potable que presentan dichos sectores. En el desarrollo del diseño del sistema primeramente se recaudó información de sitio, complementándola con antecedentes suministrados por los entes competentes en el área y se realizó a su vez un registro poblacional, elaborando así un estudio demográfico de los sectores con el objetivo de acordar, a través del método geométrico, la proyección futura de la zona para un tiempo de proyecto de 30 años, obteniendo así el consumo requerido por la población para el año 2038. Posteriormente se efectuó un establecimiento topográfico para registrar los accidentes y variaciones de cotas del terreno. Una sucesión obtenida la nota, se determinó el sistema de abastecimiento por medio del

Software Watercad, a través del cual se simuló el sistema que hidráulicamente cumple con los parámetros establecidos en las Normas Sanitarias Venezolanas para este tipo de proyecto. El trabajo se clasificó en seis capítulos, los cuales presentan la siguiente escena lógica: El capítulo uno, muestra las características generales de la superficie en estudio, así como el planteamiento del problema y los objetivos. El capítulo dos, establece el cerco teórico relacionado con el tema de este proyecto. En el capítulo tres, se señala el comportamiento actual del método. En el capítulo cuatro, se describe el ámbito metodológico empleado y una muestra de los cálculos. En el capítulo cinco, se discuten los resultados y se proponen soluciones y en el capítulo seis se muestran las conclusiones y recomendaciones.

**Fermin (2017)** en la investigación titulada “**Diseño de los sistemas de acueducto y cloacas para el Núcleo de Desarrollo Endógeno los Pilonos, ubicado en el Municipio Anaco Estado Anzoátegui**”, realiza el estudio en el terreno Los Pilonos está ubicado al sureste del casco esencial de la capital de Anaco, Estado Anzoátegui, posee una forma irregular con una superficie de 80,43 ha., y presenta clases de deterioro de sus instalaciones, inconveniencias en el urbanismo, y adeudamiento de servicios primordiales. Enfocado en el objeto de desarrollo de las agrupaciones, la Gerencia de Distrito Social de Pdvsa Gas, decide preparar un examen de factibilidad para desarrollar el Campo Los Pilonos, como un Núcleo de Desarrollo Endógeno. Por lo que es requerido proyectar todos los usos según la legislatura actual y de acuerdo al nuevo croquis, siendo la red de conductos y la red buzoneras las principales antelaciones. Por lo que se realiza esta monografía de Campo, descriptiva y experimental, modalidad plan viable; para planear equivalentes sistemas de conducto y alcantarillas. El esquema del sistema está valorado para suministrar a una localidad de 5720 residentes. La información Red de Distribución de Agua Potable fue calculada con el software Watercad, está integrada por tuberías de Pvc con diámetros de 4”, 6”, y 8”, transportando un caudal máximo horario de 84,88 l/s. El método incluye dos depósitos de depósito con capacidad de 1305 m<sup>3</sup> y 1715 m<sup>3</sup> cada uno. Para el Sistema de Cloacas se

diseñaron bocas de visita Tipo I, las pendientes de proyecto en su totalidad se asumieron igual a la pendiente del terreno, a desviación de ciertos intervalos adonde se calcularon de tal costumbre que se asegure una velocidad mínima del líquido de 0,60 m/s. Los colectores serán de concreto de diámetro 8”, 12”, 15”, 18”. La descarga de aguas servidas se realizará en una planta de tratamiento que será ubicada cercana a la boca de visita A1; el proyecto de satisfacción planta es al margen a este trabajo.

**Alvarado (2018)** en la investigación titulada **“Estudios y diseños del sistema de agua potable del barrio San Vicente, Parroquia Nambacola, Canton, Gonzanama”** , presenta los siguientes resultados:

- Se plan tea orientación en el uso y mantenimiento de la estructura del sistema, logrando el Servio a mayor población futura.
- Considera en su proyecto realizar un diseño que garantice la cantidad y calidad de agua potable para la población, reduciendo las enfermedades.
- Se realizaran encuestas y se solicitara al a municipalidad los datos de crecimiento poblacional

**Ruiz (2018)** en la investigación titulada **“Estudio y diseño de agua potable para el mejoramiento de calidad de vida de los habitantes: la florida baja: zona alta de Jesús de gran poder y reina de transito del cantón Cevallos, provincia de Tungurahua”**, presenta los siguientes resultados:

- El sector de la Florida baja, Jesús de Gran poder y la parte alta de Reina de Tránsito del cantón Cevallos, hay un deficiente sistema de agua potable.
- Para el almacenamiento de agua se realizará por bombeo debido a que su capitación está en un nivel topográfico inferior.
- El diseño del Sistema de Agua Potable, brindara los servicios básicos a la población.

**Meza (2018)** en la investigación titulada **" Diseño de un agua potable**

**para la comunidad nativa de Tsoroja, analizando la incidencia de costos siendo una comunidad de difícil acceso "**, presenta los siguientes resultados:

- Se tiene que realizar una evaluación de factibilidad técnico económica de los sistemas de agua potable.
- Muchos proyectos son muy pequeños, pero que deben realizarse para brindar servicios a poblaciones que están en inicios de su crecimiento poblacional.

### **2.1.2 ANTECEDENTES NACIONALES**

**Moira (2017)** en la investigación titulada “**Sistema de Abastecimiento de Agua Potable para cuatro Poblados Rurales del Distrito de Lancones**”, presente trabajo de investigación, desarrolla una metodología para el diseño e implementación de sistemas de abastecimiento de agua potable mediante la utilización de energía solar fotovoltaica y bombas solares como una buena alternativa de aplicación en estas zonas de características tan particulares donde la energía solar ofrece mayores ventajas frente al uso de otros tipos de energía, usando placas o módulos solares fotovoltaicos en la producción de electricidad en zonas rurales aisladas de la red eléctrica. Debido a la naturaleza de la energía solar este tipo de sistemas tienen que aprovechar al máximo la energía solar y deben de ser capaces de bombear agua durante periodos de baja insolación.

También se ha realizado una evaluación de la sostenibilidad económica del proyecto y del impacto ambiental con las respectivas medidas de mitigación.

**García (2018)** en la investigación titulada “**Diseño del Abastecimiento de Agua y Alcantarillado para La Localidad de Omas– Yauyos-Lima**” presente la investigación del diseño de una red de distribución de agua potable y alcantarillado para La Localidad

de Omas – Yauyos – Lima, para lo cual es importante conocer el área de estudio y sus correspondientes datos básicos de la cual se abastecerá de agua potable, para este caso, cabe hacer notar que el proyecto de abastecimiento de agua es para un distrito en una zona rural, y por lo tanto tendrá necesidades especiales que habrá que satisfacer. Asimismo, el trabajo presenta aspectos teóricos del diseño de una red de agua potable, como son: fuentes de abastecimiento, planeación de la red, población proyecto, dotación, gastos de diseño, coeficientes de variación de gasto, también se presenta la metodología para el cálculo de la red.

En general el transporte de este importante líquido se logra mediante una fuente de abastecimiento y una línea de conducción para su posterior distribución con calidad, cantidad y presión adecuada, proporcionando así un servicio eficiente y que permita llevar el vital líquido hasta las viviendas. La fuente de abastecimiento será un Manantial concentrado de tipo ladera llamado “Panca”, ubicado unos 2 km aproximadamente del poblado, y abastecerá a unos 1809 habitantes. Se realizó de acuerdo a los lineamientos del Reglamento Nacional de Edificaciones.

**Jara (2018)** en la investigación titulada “**Diseño de abastecimiento de agua potable y el diseño de alcantarillado de la localidad: el calvario y rincón de pampa blanca del distrito de Curgos-La Libertad**”, presenta los siguientes resultados:

- Las estructuras del servicio de abastecimiento proyectado, lograra mejorar la calidad de vida de los pobladores en lo económico y salud.
- Las características hidráulicas cumplen con la normatividad vigente para brindar un mejor servicio.
- Luego de los cálculos se ha obtenido diámetros adecuados en la conducción, aducción y matrices del agua potable de 4", Clase A-7.5 y para el Alcantarillado Tubería de Ø 6".

**Hurtado (2017)** en la investigación titulada “**Proceso constructivo del sistema de agua potable y alcantarillado del distrito de Chuquibambilla – Grau - Apurímac**”, presenta los siguientes resultados:

- Se ha calculado la población futura para el año 2025 siendo de 13510 habitantes.
- Las estructuras para el abastecimiento de agua proyectado, lograra mejorar la calidad de vida de los pobladores en lo económico y salud.
- Según el diseño hidráulico y por las presiones de servicios de agua los diámetros se van reduciendo.
- Para el sistema de alcantarillado se obtiene un diámetro de tubería de 8" y el emisor con una longitud de 8".

## **2.2 MARCO TEORICO**

### **2.2.1 Sistema de Abastecimiento de Agua Potable**

Según García (2000), considera que un sistema de abastecimiento de agua potable, que tiene la finalidad principal de abastecer de agua a los habitantes de una localidad. El agua para consumo doméstico técnicamente se considera si cumple con las normas establecida por la Organización Mundial de la Salud (OMS), precisando la cantidad de sales minerales disueltas que debe contener para considerarse adapta para consumo humano.

Una definición general del agua potable: “si se considera que es apta para consumo humano”, es decir el consumo puede ser directo si causar efectos secundarios como enfermedades gastro intestinales y alérgicas.

Ayala Rojas Luis Efrén (2006 pag.28) “optimización del acueducto por gravedad” considera que el líquido elemento debe tener requisitos organolépticos, físicos, químicos y microbiológicos,

señaladas en el Decreto 475 de 1998, para que su consumo no afecte la salud de los pobladores.

### **Línea de Conducción**

Considerado desde el punto de captación hasta el reservorio o estructura de almacenamiento, formado por tuberías con un diámetro adecuado para controlar las sobrepresiones por la topografía.

### **Sistema de Red de Distribución**

Conjunto de tuberías que inicia desde el primer punto de entrega del reservorio y distribuye a toda la vivienda. Se considera válvulas, tomas domiciliarias y medidores.

### **Sistema de Alcantarillado**

Los sistemas de alcantarillado es la mejor forma de evacuar las aguas residuales y conducir las a lugares para su tratamiento, para finalmente ser arrojados a terrenos elevados, al mar o laguna o ríos. Está formado por conductos enterrados llamados alcantarillas, que se instalan en el centro de las calles.

Según López Cualla Ricardo Alfredo (segunda edición 1997, pág. 341) “Elementos de diseño para acueductos y alcantarillados” define a los sistemas de alcantarillado como, sistemas de tuberías de grande diámetro que permiten una gran flexibilidad en la operación del sistema, necesaria debido en muchos casos a la incertidumbre en los parámetros que definen el caudal.

### **2.2.2 Fuentes de Abastecimiento**

Según Agüero (1997), la captación de agua constituye una parte principal para el diseño hidráulico del sistema de redes de agua potable en una localidad y debe ser el inicio de todo proyecto para determinar la cantidad y calidad del agua. Según su ubicación de la fuente de agua y relacionado directamente con la topografía del terreno para determinar los tipos de sistemas: los de gravedad y los de bombeo.

### **2.2.3 Tipos de Fuentes de Agua**

#### **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.

#### **B. Aguas Superficiales**

Las aguas superficiales están constituidas por los arroyos, ríos, lagos, etc. Que se discurren naturalmente en la superficie terrestre.

#### **C. Aguas Subterráneas**

Según Agüero (2006), parte de la precipitación en la cuenca se infiltra en el suelo hasta la zona de saturación, formando así las aguas subterráneas. La explotación de éstas dependerá de las características hidrológicas y de la formación geológica del acuífero. En nuestro caso la captación se realizará de pozos tubulares.

#### **Manantiales**

Son aguas subterráneas que afloran por accidentes de terreno, en forma natural, este tipo de fuente generalmente se utiliza para poblaciones pequeñas. La toma estará a nivel inferior del nivel de agua en época de estiaje, debiéndose ubicar en una zona estable de caudal, considerando las variaciones en el régimen de afloramiento.

Para nuestro proyecto utilizaremos el manantial el “puquial” para el abastecimiento de agua.

Captación de un manantial de ladera y concentrado

Para el proyecto se utilizó este tipo de captación; está formado de 3 partes:

- La primera: corresponde a la protección del afloramiento

- La segunda, a una cámara húmeda que sirve para regular el gasto a utilizarse.
- La tercera, a una cámara seca que sirve para proteger la válvula de control.

**Tabla 01:** Aspectos cualitativos de las aguas superficiales y subterráneas

	AGUA SUPERFICIAL	AGUA SUBTERRANEA
Turbiedad	Variable (baja o muy alta)	Prácticamente ninguna
Color	Variable	Constante, bajo o ninguno
Temperatura	Variable	Constante
Mineralización	Variable Generalmente muy alta	Constante y dependiente del subsuelo
Dureza	Generalmente baja	Dependiente del suelo. Generalmente alta
Estabilización	Variable Generalmente algo corrosiva	Constante Generalmente algo incrustante
Contaminación Bacteriológica	Variable Generalmente contaminadas	Constante Generalmente, poca o ninguna
Contaminación radiológica	Expuestas a contaminación directa	Protegida contra contaminación directa

Fuente: Acevedo Netto Guillermo, Manual de Hidráulica (1975)

#### 2.2.4 Red de Distribución de Agua Potable

Agüero (2006), considera que la red de distribución está formada por tuberías con diámetros diferentes, requiriendo de válvulas, grifos y otros accesorios cuyo origen se considera desde el reservorio y su distribución por las calles de la localidad.

En el diseño hidráulico se considera inicialmente la ubicación del reservorio según la topografía en el punto más alto. El caudal se determina en función a la dotación considerando los coeficientes de dotación y la población futura, calculando el caudal promedio, Caudal máximo diario y caudal máximo horario.

Se debe tener en cuenta las presiones de servicio según la norma, considerando el punto más desfavorable, es decir el más alejado. Por lo tanto, se debe considerar presiones de servicio mínimas para dar la seguridad del abastecimiento de agua a las viviendas. Al igual que las presiones mínimas también se debe considerar no tener controlar las presiones máximas con el cual se va a elegir la clase de tubería en la red de distribución.

#### **2.2.4.1 Criterios Técnicos de Diseño.**

Según Jiménez (2006), toda red de distribución debe controlarse la velocidades y presión en los diferentes nudos de la red de distribución.

Según la normatividad se considera una velocidad mínima de 0.6 m/s y máxima de 3.0 m/s. En el caso de presentarse velocidades menores a 0.6 m/s pueden presentar fenómenos de sedimentación; y con velocidades es mayor a 3.0 m/s. se producirá gasto superficial por erosión de los accesorios y tuberías.

Para las presiones según la normatividad se considera presiones mínimas de 5mca. y la presión estática no sea mayor a 50 mca. con la finalidad de poder tener un diseño óptimo de la red de distribución. También se considera en la normatividad que el diámetro mínimo de la red de distribución en los puntos más alejados para conducir un caudal de servicio es de 3/4". La ubicación de válvulas, se deben colocar en tramos no mayores de 300m. o en tramos cuyo funcionamiento de la red permita realizar mantenimiento mediante el cierre de las válvulas. Con estos criterios se realiza el diseño hidráulico de la red de distribución considerando tuberías de PVC. Para el cálculo hidráulico se empleará las expresiones experimentales de Hazen-Williams.

#### **2.2.4.2 Tipos de Redes de Distribución**

Agüero (2006), considera circuitos de distribución de tipo abierto y cerrado según las características de la distribución de las calles y ubicación de las viviendas.

### **Sistema Abierto o Ramificado**

Este caso es cuando las tuberías están ubicadas linealmente debido a la topografía y ubicación de las viviendas, teniendo como factor negativo que cuando hay interrupción todo un sector se queda sin agua (Agüero, 2006).

### **Sistema Cerrado**

Este tipo de distribución de tuberías es más eficaz para el diseño de una red de distribución de agua potable considerando unas mallas, siendo la principal la red matriz que están conectadas a una red secundaria dando un mejor servicio a la población (Agüero, 2006).

#### **2.2.4.3 Red Matriz**

Gordon (1990), establece que la red matriz es una red de tuberías que inicia desde el reservorio hasta un punto de la red de distribución la cual abarca una zona adecuada para la distribución de agua potable, por lo general es de tuberías de PVC, con un coeficiente de rugosidad (C) de 150.

#### **2.2.4.4 Estructura de Almacenamiento**

Un reservorio de almacenamiento juega un papel importante en los sistemas de distribución de agua, tanto desde el punto de vista económico, así como por su importancia en el funcionamiento hidráulico del sistema y en el mantenimiento de un servicio eficiente.

Todo reservorio de almacenamiento debe cumplir tres propósitos fundamentales:

- Compensar las variaciones de los consumos que se producen durante el día.
- Mantener las presiones de servicio en la red de distribución.

- Mantener almacenada cierta cantidad de agua para atender situaciones de emergencia como son incendios e interrupciones por daños de tuberías de conducción e impulsión.

### 2.2.5 Método de Cálculo.

Para el diseño Hidráulico se aplica los métodos proceso iterativo aplicando el método de Hardy Cross que se basa en las fórmulas de HAZEN WILLIAMS.

**Por Hazen y Williams:**

$$H = \frac{1.72 \times 10^6 \times L \times Q^{1.85}}{C^{1.85} \times D^{4.87}} \quad (01)$$

**Donde:**

H= pérdida de carga (m).

Q= caudal (L/s).

L= longitud de la tubería (Km).

D= diámetro (pulgadas).

#### 2.2.5.1 Consideraciones de diseño.

##### **Velocidad**

Según los criterios técnicos del R.N.E, debe tener una velocidad mínima es 0.6 m/s y máxima de 3.0 m/s.

Para lo cual se emplea la ecuación de continuidad:

$$V=Q/A \quad (02)$$

**Donde:**

V= velocidad (m/s)

Q= demanda en el tramo (m3/s)

A= área de la sección de la tubería (m2)

## Dotación de agua

Esta determinado por regiones de servicio según el R.N.E considerando el tipo de uso y características de la población.

- **Reglamento Nacional de Edificaciones:**

Presenta la los parámetros de la donación diaria que esta considerado por el número de habitantes de la localidad.

- **DIGESA:**

Según esta institución General de Salud Ambiental, considera para zona rurales:

- Sierra :50 lt/hab/día
- Selva :70 lt/hab/día.
- Costa :60 lt/hab/día.

- **OMS:**

La Organización Mundial de Salud, considera la siguiente dotación:

*Tabla 1: Dotación según OMS*

N° habitantes	Clima	
	Frío	Cálido
Rural	100 lt/hab/día	100 lt/hab/día
2,000 – 10,000	120 lt/hab/día	150 lt/hab/día
10,000 – 50,000	150 lt/hab/día	200 lt/hab/día
50,000	200 lt/hab/día	250 lt/hab/día

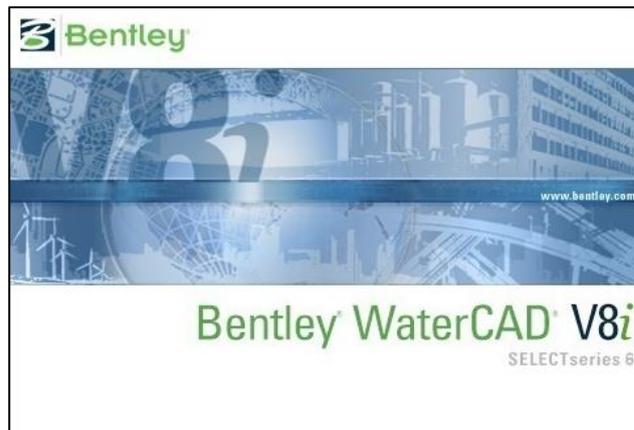
**Fuente:** Organización Mundial de la Salud.

### 2.2.6 Programa Wáter Cad

Este programa de simulación hidráulica, análisis, modelación y gestión de redes a presión, creado por la institución Software Bentley Systems Incorporated, el cual presenta alternativas de diseño, construcción y operación de las redes de agua con diferentes variantes.

El programa WaterCAD realiza una simulación hidráulica mediante procesos computacionales conformado por elementos que son: tuberías; nudos, consumos de agua, estructuras de almacenamientos, válvulas diversas, etc.

**Figura 01 : Software WaterCAD V8i**



#### **2.2.6.1 Descripción**

El programa WaterCAD considera un algoritmo de cálculo se basa a la metodología del Gradiente Hidráulico, para el estudio hidráulico de redes de agua, considerando las presiones en los puntos de la red de distribución, caudales de servicio, velocidades, pérdidas en tramos de tubería y locales para formar un sistema hidráulico; otras variables operativas que considera son las Bombas, Válvulas y Tanques que considera el sistema y que son considerados durante el planteamiento hidráulico.

Este programa considera diferentes elementos adicionales para realizar análisis y modelación de redes a presión, también permite la productividad de procesos de gestión de datos, diseño de modelos, importación y exportación de datos, considerando técnicas de análisis espacial. Este programa además de los resultados numéricos permite visualizar esquemas hidráulicos para su mejor análisis y diseño.

## **Características**

- Se puede trabajar con cualquier dimensión de la red de una localidad.
- Permite determinar pérdidas por fricción considerando las formas de Hazen-Williams, Darcy-Weisbach o Chezy-Manning.
- También considera pérdidas locales como en válvulas, accesorios, etc.
- Determina energía utilizada y costo de bombeo.
- Simula varios tipos de válvulas de regulación, retención, aislamiento, reductoras de presión y de control de caudales.
- Simula acumulación de agua en estructuras de diferente forma.
- Simula consumos de cualquier presión que se elimina hacia afuera de los emisores.
- Realiza simulación hidráulica con bajas cantidades de agua en el reservorio.

### **2.2.7 Sistema de Alcantarillado**

Según López (2001), un sistema de alcantarillado está formado por tuberías, buzones y sistemas de tratamiento que ayudan a eliminar las aguas residuales.

Tiene como finalidad eliminar la contaminación en suelos y fuentes de agua al arrojar sus aguas negras por lo que no se permiten el tipo de descarga directa debiendo pasar por un tratamiento adecuado, y en algunos casos reutilizar estas aguas para riego de cultivos de tallo alto.

El sistema de alcantarillado comprende un conjunto de tuberías y obras generalmente enterradas que tiene por finalidad evacuar las aguas residuales de la población. Sus principales componentes son:

- Redes: Estructuras especiales: Principales

- (Emisores). Buzones.
- Secundarios (Colectores). Planta de Tratamiento.

La red de alcantarillado, además de las tuberías, está constituida por otras estructuras hidráulicas diseñadas para permitir el correcto funcionamiento del sistema; entre otras, se pueden mencionar las siguientes:

- Cámaras de caída.
- Interceptores.
- Conexiones domiciliarias.

#### **2.2.7.1 Elementos de un sistema de alcantarillado**

El sistema de alcantarillado está constituido por tuberías ubicada bajo el nivel del terreno eliminando las aguas negras mediante una descarga por gravedad, considerando una pendiente mínima.

De esta manera reducir la contaminación y elevar las condiciones de vida de los pobladores, considerando procesos sanitarios adecuados.

#### **2.2.7.2 Aguas Residuales**

##### **Aguas residuales domésticas.**

Se considera un porcentaje del consumo de aguas domésticas que se eliminan durante su uso diario por los habitantes de una vivienda y edificios públicos (López, 2001).

##### **Aguas residuales industriales.**

Son las aguas residuales provenientes de las industrias, cuya característica depende de las operaciones de la industria.

##### **Aguas pluviales.**

Son las aguas de lluvia que por escurrimiento superficial discurre sobre las calles.

Se considera dos sistemas de alcantarillado según las aguas residuales a eliminar:

- Sistema de alcantarillado combinado
- Sistema de alcantarillado separado

### **2.2.7.3 Caudal de aguas a eliminar**

#### **Aporte Aguas Domesticas**

Según RNE considera el 80% del caudal que se consume y se considera un aporte al sistema de alcantarillado, considerando el caudal máximo:

$$Q \text{ diseño} = 80\% Q_{mm}$$

#### **Aporte Aguas por Infiltración**

Se considera los siguientes parámetros según López (2001).

**Para colectores:**

$$q_t = 20000 \text{ lt/dia/Km}$$

**Para buzones:**

$$Q_b = 380 \text{ lt/dia/ buzón}$$

#### **Aporte Precipitación Fluvial**

Se considera la ecuación de Berkli - Ziegler para calcular el caudal de infiltración por lluvia:

$$Q \text{ lluvia} = 0.022 * E * A * P * (S/A)^{0.5}$$

Donde:

E: coeficiente medio de flujo = 1.25

A: área drenada <Ha>

S: pendiente media del terreno <m/km>

P: precipitación media, durante la lluvia más fuerte en el fenómeno del niño (cm/hora)

### Calculo Hidráulico

Para el diseño de la red de alcantarillado la fórmula de Manning:

$$Q = \frac{A R^{2/3} S^{1/2}}{n}$$

$$V = \frac{R^{2/3} * S^{1/2}}{n}$$

Determinándose para sección a tubo lleno, la velocidad y caudal se considera la siguiente ecuación:

$$A = \text{área} = \pi * D^2/4$$

$$P = \text{perímetro mojado} = \pi * D$$

$$R = \text{radio hidráulico} = A / P = D / 4$$

n = coeficiente de rugosidad = 0.013 (tubería de concreto)

$$QLL = 23.97580521 D^{8/3} S^{1/2} \quad (I)$$

$$VLL = 30.52694331 D^{2/3} S^{1/2} \quad (II)$$

Donde:

D = diámetro, m

S = pendiente, m /m

Según RNE se diseña las tuberías para caudal máximo para una altura de caudal del 75% del diámetro de la tubería.

Se debe considerar la tabla de los elementos proporcionales de la siguiente manera, según López (2001)

- La pendiente y diámetro de tubería más adecuado

- Con pendiente y el diámetro, se determina el caudal y la velocidad a tubo lleno QLL y VLL; usando las expresiones (I) y (II) respectivamente.
- Sabiendo el caudal parcial del tramo  $Q_p$ , se calcula  $Q_p / QLL$
- Para la relación  $VP / VLL$ . Se determina la velocidad real, multiplicándolo por VLL calculado el paso anterior.
- Se debe considerar velocidades máximas y mínimas R.N.E. 3.0 m/seg y 0.6 m/seg respectivamente en tuberías de concreto.
- Se considera velocidades mínimas para los 300 metros iniciales de cada colector, para diseñado con pendientes mayores o iguales al 10 mil.

#### **2.2.7.4 Cámara de Inspección**

López (2001), considera que los puntos de reunión en los cuales descargan los colectores y deben tener las dimensiones tales que permitan el ingreso de una persona para que pueda inspeccionar y realizar la limpieza de las tuberías en caso de obstrucción o cuando tengan que llevar a cabo el mantenimiento de los mismos.

#### **Ubicación de buzones**

Según el R.N.E se proyectarán cámaras de inspección al inicio de todo colector, en todos los empalmes de colectores, en los cambios de pendiente, en los cambios de dirección, en los cambios de diámetro, en los cambios de material y en todo lugar donde sea necesaria por razones de inspección y limpieza.

Según el R.N.E. se consideran buzones en los siguientes puntos:

- Al inicio de todo colector.
- En todos los empalmes de colectores.
- En los cambios de pendiente.

- En los cambios de dirección.
- En los cambios de diámetro.
- En los cambios de material.
- En todo lugar donde sea necesaria por razones de inspección y limpieza.

### **Dimensiones de los Buzones**

La separación máxima entre buzones será:

Para tuberías de 150mm	:	80.00 m
Para tuberías de 200 a 250 mm	:	100.00 m
Para tuberías de 300 a 600 mm	:	150.00 m
Para tuberías de diámetro mayores	:	250.00 m

### **Ubicación de Tuberías**

Según R.N.E. para calles de 24m de ancho o menos se proyectará una línea de alcantarillado, de preferencia en el eje de la calle. La longitud entre la línea de propiedad y el plano vertical tangente al tubo es como mínimo 1.50 m.

### **Conexión Predial**

Esta conexión permite eliminar aguas servidas de las viviendas hacia la red de alcantarillado, a una distancia entre 1.20 m y 2.00 m de la línea de propiedad.

Se considera diámetro mínimo de 100mm (4'') y pendiente mínima de 15 por mil.

### **Diámetro mínimo (D)**

En las conexiones domiciliarias el diámetro mínimo aceptado es de 6'' (150 mm) y en los colectores del alcantarillado es de 8'' (200 mm) en general se usan colectores circulares hasta 24'' (600 mm) debido a que los tubos pequeños se obstruyen rápidamente y son difíciles de limpiar.

### **2.2.7.5 Unidades básicas de saneamiento (UBS)**

Está formado elementos que logra el acceso de agua potable para la eliminación adecuada de aguas residuales de una unidad familiar, su diseño involucra el tipo de tecnológica no convencional seleccionada (MVCS, 2018). Son unidades individuales de disposición sanitaria de excretas en poblaciones rurales menores e iguales de 2000 habitantes, consideradas como las letrinas con y sin arrastre hidráulico. (MEF, 2011).

### **Aspectos para la determinar una UBS**

Esta determinado por el Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento (MVCS, 2018):

Disponibilidad de agua para consumo, este criterio se refiere a la dotación de agua que se debe considerar según la selección de la UBS.

Las dotaciones a evaluar se clasifican en 2 grupos:

- 1er Grupo: familias que se abastecen de agua, donde la dotación está dentro de los 50 a los 70 l/hab. día, la UBS no contempla el arrastre hidráulico.
- 2do Grupo: familias que se abastecen de agua, en donde la dotación es de 80 l/hab. día, pero no mayor a los 100 l/hab. día, la UBS contempla el Arrastre Hidráulico

## **2.3 Marco Conceptual**

### **Agua.**

Es un recurso natural de entre los más importantes para el hombre, forma parte de la vida misma, pues todos los seres vivos contienen en su interior un alto porcentaje de agua (García, 2000).

### **Acueducto.**

Sistema de abastecimiento de agua para una población (García, 2000).

### **Aducción.**

Componente a través del cual se transporta agua cruda, ya sea a flujo libre o a presión (García, 2000).

### **Tubería.**

Son elementos principales en el proceso de conducción del servicio de agua potable a los sectores destino de la distribución. Su selección es

crucial a la hora de obtener diseños confiables y económicos dentro del periodo de diseño estipulado (García, 2000).

### **Válvulas de sectorización**

Son dispositivos que cierran el paso del agua en las tuberías de distribución, con el fin de sectorizar la red. Usualmente son válvulas de compuerta con vástago fijo o válvulas mariposa con mecanismo de reducción de velocidad de cierre para evitar golpe de ariete (Apaza,1980).

### **Almacenamiento.**

En sistemas de Acueducto, acción destinada a almacenar un determinado volumen de agua para cubrir los picos horarios y la demanda contra incendios (Apaza,1980).

### **Sistema de alcantarillado**

El sistema de alcantarillado es el conjunto de tuberías, cámaras de inspección, planta de tratamiento y todas las instalaciones que sean necesarias para asegurar la conveniente evacuación de las aguas servidas (López, 2001).

## **CAPITULO III: METODOLOGIA DE LA INVESTIGACIÓN**

### **3.1. Tipo y nivel de investigación**

#### **3.1.1. De acuerdo con la orientación o finalidad**

Es una investigación Aplicada.

#### **3.1.2. De acuerdo al nivel de investigación**

Descriptiva

### **3.2. Población y muestra**

#### **3.2.1. Población**

Se considera todas las localidades del distrito de Querocoto

#### **3.2.2. Muestra:**

Estará conformada por la Localidad la Lima del Distrito de Querocoto en Cajamarca.

### **3.3. Diseño de la Investigación**

No experimental, es una investigación de campo, porque se hicieron trabajos como topografía para ubicar los puntos de captación y distribución de la red de agua potable y ubicación de las diferentes calles para el sistema de alcantarillado.

### **3.4. Técnica e instrumentos de investigación**

- Observación Directa

Con esta técnica se evaluó la problemática que afrontan los pobladores.

- Revisión bibliográfica

Se utiliza libros actualizados en formato físico y digital, considerando repositorios digitales.

- Procesamiento de la información

Con los resultados de campo se realizan los diseños hidráulicos de agua y alcantarillado

- Aplicación de programas como el AutoCAD, WaterCAD V8i, y como hoja de cálculo al Excel

### 3.5. Procedimientos y análisis de datos:

#### 3.5.1. Ubicación del proyecto

Departamento : Cajamarca  
Provincia : Chota  
Distrito : Querocoto  
Comunidad : La Lima.



Figura 02: Provincia de Chota

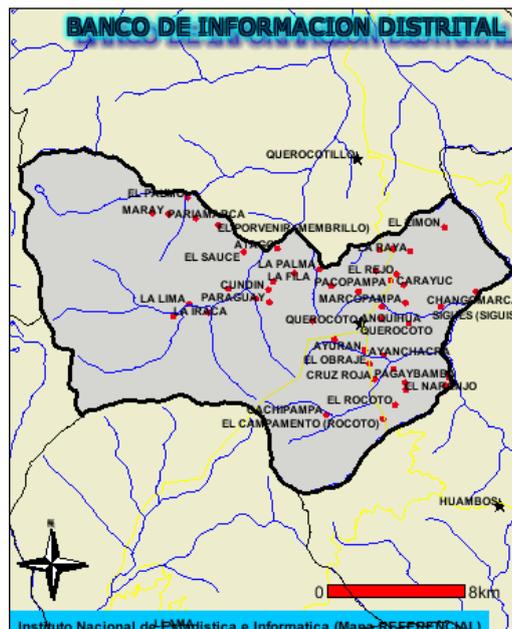


Figura 03: Distrito de Querocoto

### **3.5.2. Características de la Zona de estudio**

#### **Clima.**

El clima de la localidad, La Lima es templado y seco, con una temperatura que oscila entre 16 - 22 °C.

La temperatura media anual es de 14 °C., con una máxima de 25 °C y una mínima de 4 °C.

#### **Fisiografía.**

En general la fisiografía de las comunidades es accidentada, con pendientes entre el 5 % y 40 %, desde la captación, atravesando zonas de laderas de fuerte y mediana pendiente donde se encuentran las viviendas. El suelo es franco arcilloso – limoso en la parte alta, y del tipo rocoso en la mayor área de la parte baja, el lugar donde se ubican las captaciones es de textura del mismo tipo.

#### **Recursos Hídricos**

Las principales fuentes hídricas del distrito de Querocoto, provienen de pequeñas quebradas y manantiales, En cuanto a la calidad se extraerá una muestra de agua, de acuerdo a las indicaciones del laboratorio, para luego ser analizadas.

#### **Piso Ecológico.**

El Proyecto de investigación está ubicado entre los 2000 y 2450 m.s.n.m., y según la clasificación de las Regiones Naturales del Perú del Doctor Javier Pulgar Vidal pertenece a dos regiones: hasta 2300 msnm está en la zona Yunga y hasta 2450 msnm en la zona quechua.

#### **Restos Arqueológicos**

En las Comunidades involucradas en el proyecto se considerará un presupuesto para los trámites del Certificado de Inexistencia de Restos Arqueológicos (CIRA) ante el Ministerio de Cultura Cajamarca.

#### **Actividad Económica.**

Respecto a la ocupación principal del desempeño del jefe de hogar, se tiene: el 100% se dedica a labores agrícolas, sembrando productos de pan llevar desarrollado una agricultura de subsistencia fundamentalmente. Donde la fuente de ingreso del hogar está

determinada por las actividades agrícolas, pues se observa el bajo ingreso monetario que perciben, sin embargo, la mayoría de los productos indispensables para la alimentación diaria lo obtienen de su chacra. El ingreso monetario mensual que predomina en los hogares de las localidades es como sigue: la principal actividad económica de los pobladores es la agricultura, ganadería en menor escala y comercio en menor cantidad. Según encuestas aplicadas a las familias, el ingreso promedio familiar es de s/. 550/mes. la distribución del gasto de acuerdo a sus ingresos económicos se muestra en la encuesta realizada: energía eléctrica con 7.67%, educación con 4.00%, alimentos con 62.67, salud 11.67%, transporte con 7.67% y vestimenta 6.32%, visualizándose que estamos ante una localidad muy pobre.

### **Producción**

Las actividades económicas del área de influencia se sustentan en la actividad: Agricultura y Ganadería.

Entre los principales productos permanentes y transitorios tenemos: el frijol, maíz, yuca, plátano, naranjas, y otros árboles frutales; en la ganadería destacan la crianza de ganado vacuno y porcino.

### **Organizaciones Locales.**

Las Comunidades cuentan con un comité de Gestión de Agua, Asociación de Padres de familia, Club de madres y Organización de Rondas Campesinas.

### **Vivienda y Servicios Públicos**

El 99% de las viviendas son de adobe y/o tapial con techos de teja o calamina sobre estructura de madera, el resto es de ladrillo y concreto. Se caracteriza por el desarrollo de varias actividades en una sola habitación, Las viviendas de las Comunidades, se encuentran un poco menos del 30% semiconcetrados y el resto dispersas en toda el área intervenida.

### **Energía Eléctrica.**

Las comunidades involucradas en el proyecto cuentan con el servicio de energía eléctrica durante las 24 horas del día. -La Empresa prestadora del servicio es Electro Norte S.A.

El costo del servicio mensual por vivienda es de acuerdo al consumo

medido y fluctúa entre los s/. 4.00 a s/. 10.00 mensual.

### **Telecomunicaciones**

Las comunidades cuentan con el servicio de telefonía móvil de los Operadores Movistar, Claro.

### **3.5.3 Levantamiento Topográfico.**

Para la elaboración del Plano Topográfico, el B.M. y las coordenadas respectivas se obtuvieron con GPS, Eclímetro y Teodolito Electrónico, considerando las características de la zona. El plano general del Sistema de Agua Potable, a escala 1:2000, está referido al Norte Magnético.

### **3.5.4 Estudios de campo y criterios para el planteamiento del sistema de agua y alcantarillado**

#### **3.5.4.1 Fuentes de abastecimiento**

Para las comunidades La Lima, se ha diseñado un sistema de agua potable, considerando captar aguas de manantiales ubicado en la parte alta de cada comunidad.

Las características físicas de la fuente son: Manantiales en Ladera.

#### **3.5.4.2 Aforos.**

Se realizaron los aforos empleándose el Método Volumétrico, obteniéndose los siguientes caudales promedio de las comunidades:

**Tabla 02:** Captaciones de Ladera

<b>Comunidad</b>	<b>Captación de Ladera</b>	<b>Caudal Promedio (Manantial) Qprom. [L/seg.]</b>
La Lima	Manantial La Lima 01	2.84 L/s
	Manantial La Lima 02	2.55 L/s

#### **3.5.4.3 Disposición Sanitarias Excretas**

La comparación de la oferta actual y la demanda proyectada, nos muestra que las localidades, La Lima existe carencia de disposición sanitaria de excretas, por lo que con el proyecto se eliminara esta carencia.

Para todas las viviendas alejada y por su topografía se plantea la

instalación de UBS con Arrastre Hidráulico con Biodigestor de 600 lt, cobertura de policarbonato.

#### **3.5.4.4 Período de Diseño**

Para todos los componentes, las normas generales para proyectos de abastecimiento de agua potable en el medio rural del Ministerio de Salud recomiendan un período de diseño de 20 años.

#### **3.5.4.5 Población Actual (Pa)**

La población actual de la comunidad La Lima cuenta con 153 viviendas, con una densidad poblacional de 6 hab/día.

#### **3.5.4.6 Dotación de agua para el diseño**

Por el tipo de población y sus costumbres, considerando además la proyección el sistema de saneamiento con unidades básicas de saneamiento con arrastre hidráulico, se han asignado dotaciones de 80 Lt/Hab./día según la guía de saneamiento básico del MEF. De igual manera el Volumen de Almacenamiento se apunta que se deberá adoptar como mínimo el 25% del promedio anual de la demanda como capacidad de regulación, siempre que el suministro de la fuente de abastecimiento sea calculado para 24 horas de funcionamiento.

## **CAPITULO IV: PRESENTACION DE RESULTADOS**

### **4.1.AFOROS MEDIANTE METODO VOLUMETRICO**

Resultados de los aforos aplicando el modo Volumétrico en las dos fuentes de agua para las captaciones en zonas de ladera: captación de ladera:

$$Q=V/T$$

Donde:

Q=Caudal (lit/seg)

V=volumen(m<sup>3</sup> o Lit)

T=tiempo(seg)

**Tabla 03:** Aforos en captaciones de ladera C1 y C2

<b>FUENTE N° 1: CAPTACION 01 - LA LIMA</b>			<b>FUENTE N° 1: CAPTACION 02 - LA LIMA</b>		
N° PRUEBA	Volumen (lit)	Tiempo (seg.)	N° PRUEBA	Volumen (lit)	Tiempo (seg.)
1	4	1.650	1	4	1.840
2	4	1.400	2	4	1.650
3	4	1.250	3	4	1.250
4	4	1.300	4	4	1.550
5	4	1.450	5	4	1.540
<b>PROM.</b>	<b>4</b>	<b>1.410</b>	<b>PROM.</b>	<b>4</b>	<b>1.566</b>

Como  $Q = V/T$  (lit/seg)

**Q 2.84 L/s**

**Qtotal**

**5.39 l/s**

Como  $Q = V/T$  (lit/seg)

**Q 2.55 L/s**

## 4.1 Diseño hidráulico de las captaciones de ladera

Para el diseño hidráulico se consideran los criterios básicos de condición y dimensiones mínimas

### 4.2.1 Diseño hidráulico de la Captación 1:

#### 1. CALCULO DE LA POBLACION FUTURA:

##### 1.1 Datos

N° Vivienda	58 Viv.
Densidad poblacional	6.00 hab/Viv.
Tasa de crecimiento " r "	1.20 %
Dotación	80 Lt/s
Periodo de diseño " t "	20 años
Caudal de la fuente:	<b>2.84 Lt/s</b>
Coef de varia diaria K1	1.3
Coef de varia horaria K2	2.0

##### 1.2. Cálculo de la Población Futura

Población actual :

$$P_a = N^\circ \text{ Viv. } \times \text{ Densidad} \quad P_a = 348 \quad \text{hab}$$

Población Futura :

$$P_f = 432 \text{ hab}$$

#### 2. DISEÑO DE LA CAMARA DE CAPTACION:

##### 2.1. Diseño Hidráulico y Dimensionamiento

Datos:

Qmax =	<b>2.840</b>	lt/seg	(Caudal proporcionado por el manantial)
Q p =	0.400	lt/seg	
Qmd =	0.519	lt/seg	
Qmh =	0.799	lt/seg	

**a. Cálculo de la distancia entre el punto de afloramiento y la cámara húmeda (L)**

$$V = (2 g h/1.56)^{1/2}$$

donde:

$$h = 0.20 \text{ m} \quad (\text{asumido})$$

$$g = 9.81 \text{ m/seg}^2$$

$$V = 1.586 \text{ m/seg} > 0,6 \text{ m/seg (Vmax recomendado)}$$

Para el diseño (Se recomienda un velocidad maxima de 0.6 m/s según manual del Ministerio de Vivienda)

asumiendo:

$$V1 = 0.5 \text{ m/seg}$$

Despejando h en la ecuación anterior:

$$h_o = 1,56 V^2/2g$$

$$h_o = 0.020 \text{ m}$$

Este valor representa la pérdida de carga en el orificio, luego:

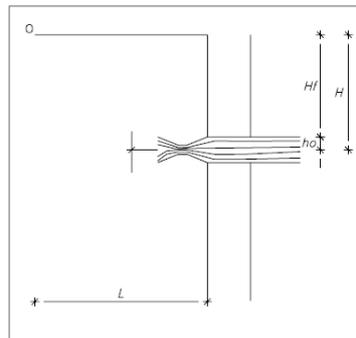
$$H_f = h - h_o$$

$$H_f = 0.180 \text{ m}$$

Luego definimos L:

$$L = H_f/0,30$$

$$L = 0.70 \text{ m}$$



**b. Ancho de la Pantalla (b):**

**\* Diámetro de la Tubería de Entrada:**

$$A = Q_{max}/Cd V$$

Donde:

$$\begin{aligned} Q_{max} &= 0.519 \text{ lt/seg} \\ V &= 0.5 \text{ m/seg} \\ Cd &= 0.8 \text{ (coeficiente de descarga asumido)} \end{aligned}$$

$$A = 0.00129856 \text{ m}^2 \quad (\text{Area total})$$

El diámetro del orificio será:

$$D = (4 A/\pi)^{1/2}$$

$$D = 0.0407 \text{ m}$$

$$D = 1.60 \text{ pulg} \quad (\text{En 1 linea})$$

$$D = 0.80 \text{ pulg.} \quad (\text{En 2 lineas})$$

**\* Cálculo del Número de Orificios (NA) asumiendo orificios en una sola fila tenemos:**

$$D = 1.60'' \text{ menor que } D_{max} = 2''$$

Para el diseño asumimos:

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

$$NA = (D^2_{calculado}/D^2_{asumido}) + 1$$

$$NA = 2$$

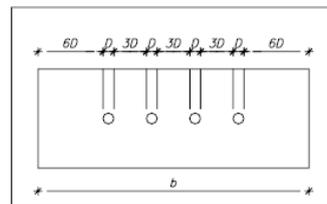
**\* Cálculo del ancho de la pantalla (b):**

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

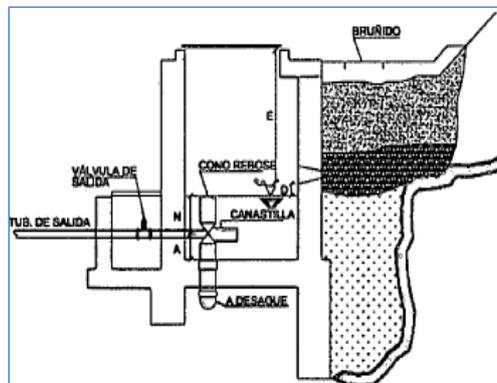
$$b = 32.40 \text{ pulg}$$

$$b = 82.30 \text{ cm}$$

$$b = 0.90 \text{ m} \quad \text{Asumir Para efectos de limpieza}$$



**c. Altura de la Cámara Húmeda:**



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

Donde:

$$\begin{aligned} A &= 10 \text{ cm} && \text{(para sedimentación de la arena)} \\ B &= 1.5 \text{ pulg} && \text{(diámetro de salida)} \\ D &= 5 \text{ cm} && \text{(asumido)} \\ E &= 30 \text{ cm} && \text{(Borde libre asumido)} \end{aligned}$$

$$H = 1,56 \text{ Qmd}^2/2gA^2$$

Donde:

$$\begin{aligned} \text{Qmd} &= 0.400 \text{ lt/seg} &= & 0.0004 \text{ m}^3/\text{seg} \\ A &= 11.401 \text{ cm}^2 &= & 0.0011 \text{ m}^2 \\ g &= 9.81 \text{ m/seg}^2 \\ H &= 0.0098 \text{ m} &= & 0.98 \text{ cm} \end{aligned}$$

Para facilitar el paso del agua se asume una altura mínima:

$$H = 30 \text{ cm}$$

Por lo tanto:

$$H_t = 78.81 \text{ cm}$$

Para el diseño consideramos una altura de 0.90m.

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

Por lo tanto la cámara húmeda tendrá una sección interior de:

$$\begin{matrix} L & B & H \\ 0.70 & x & 0.90 & x & 0.90 \end{matrix} \text{ (En metros)}$$

#### d. Dimensionamiento de la Canastilla

\* Se considera que su diámetro es el doble del diámetro de salida:

$$D_{can} = 2 \times D_c$$

$$D_{can} = 3 \text{ pulg}$$

\* Longitud de la Canastilla (Lc)

$$3 D_c < L_c < 6 D_c$$

$$L_c = 3 * D_c = 11.43 \text{ cm}$$

$$L_c = 6 * D_c = 22.86 \text{ cm}$$

$$L_c = 10 \text{ cm} \text{ (asumido)}$$

\* Número de ranuras (Nran):

$$\text{Ancho de ranura } 5 \text{ mm} = 0.005 \text{ m}$$

$$\text{Largo de ranura } 7 \text{ mm} = 0.007 \text{ m}$$

$$A_r = 0.000035 \text{ m}^2$$

Area total de ranuras (At)

$$A_t = 2 * A_c$$

$$A_c = \pi * D_c^2/4 = 0.00114 \text{ m}^2$$

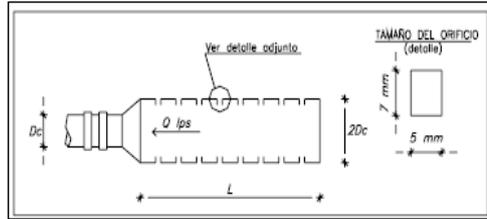
$$A_t = 0.00228 \text{ m}^2$$

Luego el número de ranuras será:

$$N_{ran} = (A_t / A_r) + 1$$

$$N_{ran} = 66.148$$

$$N_{ran} = 67.000$$



#### e. 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.

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

$$D = 0,71 Q_{max}^{0,38} / S^{0,21} \text{ pulg}$$

$$Q_{max} = 2.840 \text{ lt/seg} \quad (\text{Gasto máximo})$$

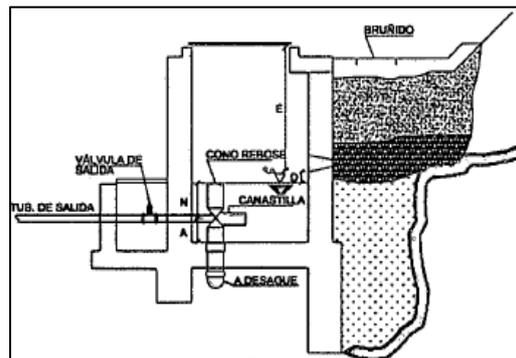
$$S = 0.015 \text{ m/m} \quad (\text{pendiente de 1.5\%})$$

$$D = 2.550 \text{ pulg}$$

$$D = 2 \text{ pulg} \quad \text{Asumido}$$

y el cono de rebose:

2" x 2"



## 4.2.2 Diseño hidráulico de la Captación 2



### 1. CALCULO DE LA POBLACION FUTURA:

#### 1.1. Datos

N° Vivienda	95 Viv.
Densidad poblacional	6.00 hab/Viv.
Tasa de crecimiento " r "	1.20 %
Dotación	80 Lt/s
Periodo de diseño " t "	20 años
Caudal de la fuente:	2.55 Lt/s
Coef de varia diaria K1	1.3
Coef de varia horaria K2	2.0

#### 1.2. Cálculo de la Población Futura

Población actual :

$$P_a = N^\circ \text{ Viv.} \times \text{Densidad} \quad P_a = 570 \quad \text{hab}$$

Población Futura :

$$P_f = 707 \text{ hab}$$

## 2. DISEÑO DE LA CAMARA DE CAPTACION:

### 2.1. Diseño Hidráulico y Dimensionamiento

Datos:

$$\begin{aligned} Q_{\max} &= 2.550 \text{ lt/seg} && \text{(Caudal proporcionado por el manantial)} \\ Q_p &= 0.654 \text{ lt/seg} \\ Q_{md} &= 0.851 \text{ lt/seg} \\ Q_{mh} &= 1.309 \text{ lt/seg} \end{aligned}$$

#### a. Cálculo de la distancia entre el punto de afloramiento y la cámara húmeda (L)

$$V = (2 g h / 1.56)^{1/2}$$

donde:

$$\begin{aligned} h &= 0.20 \text{ m} && \text{(asumido)} \\ g &= 9.81 \text{ m/seg}^2 \end{aligned}$$

$$V = 1.586 \text{ m/seg} > 0.6 \text{ m/seg (Vmax recomendado)}$$

Para el diseño (Se recomienda un velocidad maxima de 0.6 m/s según manual del Ministerio de Vivienda)

asumiendo:

$$V_1 = 0.5 \text{ m/seg}$$

Despejando h en la ecuación anterior:

$$h_o = 1.56 V^2 / 2g$$

$$h_o = 0.020 \text{ m}$$

Este valor representa la pérdida de carga en el orificio, luego:

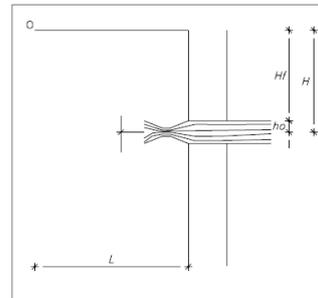
$$H_f = h - h_o$$

$$H_f = 0.180 \text{ m}$$

Luego definimos L:

$$L = H_f / 0.30$$

$$L = 0.70 \text{ m}$$



#### b. Ancho de la Pantalla (b):

##### \* Diámetro de la Tubería de Entrada:

$$A = Q_{\max} / C_d V$$

Donde:

$$\begin{aligned} Q_{\max} &= 0.851 \text{ lt/seg} \\ V &= 0.5 \text{ m/seg} \\ C_d &= 0.8 \text{ (coeficiente de descarga asumido)} \end{aligned}$$

$$A = 0.00212694 \text{ m}^2 \text{ (Area total)}$$

El diámetro del orificio será:

$$D = (4 A / \pi)^{1/2}$$

$$D = 0.0520 \text{ m}$$

$$D = 2.05 \text{ pulg} \text{ (En 1 linea)}$$

$$D = 1.02 \text{ pulg.} \text{ (En 2 lineas)}$$

##### \* Cálculo del Número de Orificios (NA) asumiendo orificios en una sola fila tenemos:

$$D = 2.05'' \text{ menor que } D_{\max} = 2''$$

Para el diseño asumimos:

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

$$NA = (D^2_{\text{calculado}} / D^2_{\text{asumido}}) + 1$$

$$NA = 2$$

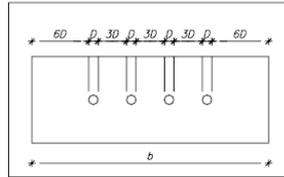
\* Cálculo del ancho de la pantalla (b):

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

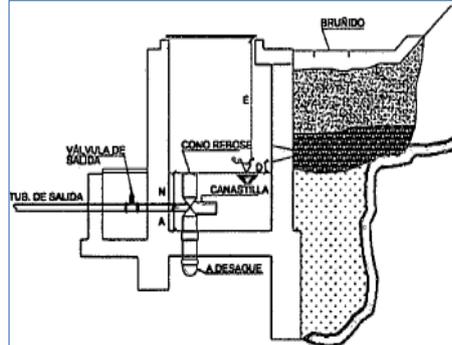
$$b = 34.20 \text{ pulg}$$

$$b = 86.86 \text{ cm}$$

$$b = 0.90 \text{ m} \quad \text{Asumir Para efectos de limpieza}$$



c. Altura de la Cámara Húmeda:



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

Donde:

$$A = 10 \text{ cm} \quad (\text{para sedimentación de la arena})$$

$$B = 1.5 \text{ pulg} \quad (\text{diámetro de salida})$$

$$D = 5 \text{ cm} \quad (\text{asumido})$$

$$E = 30 \text{ cm} \quad (\text{Borde libre asumido})$$

$$H = 1,56 \text{ Qmd}^2 / 2gA^2$$

Donde:

$$Qmd = 0.654 \text{ lt/seg} = 0.000654 \text{ m}^3/\text{seg}$$

$$A = 11.401 \text{ cm}^2 = 0.0011 \text{ m}^2$$

$$g = 9.81 \text{ m/seg}^2$$

$$H = 0.0262 \text{ m} = 2.62 \text{ cm}$$

Para facilitar el paso del agua se asume una altura mínima:

$$H = 30 \text{ cm}$$

Por lo tanto:

$$H_t = 78.81 \text{ cm}$$

Para el diseño consideramos una altura de 0.90m.

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

Por lo tanto la cámara húmeda tendrá una sección interior de:

$$L \quad B \quad H \\ 0.70 \quad x \quad 0.90 \quad x \quad 0.90 \quad (\text{En metros})$$

d. Dimensionamiento de la Canastilla

\* Se considera que su diámetro es el doble del diámetro de salida:

$$D_{can} = 2 \times D_c$$

$$D_{can} = 3 \text{ pulg}$$

\* Longitud de la Canastilla (Lc)

$$3 D_c < L_c < 6 D_c$$

$$L_c = 3 \times D_c = 11.43 \text{ cm}$$

$$L_c = 6 \times D_c = 22.86 \text{ cm}$$

$$L_c = 10 \text{ cm} \quad (\text{asumido})$$

\* Número de ranuras (Nran):

Ancho de ranura      5      mm                      =              0.005      m  
 Largo de ranura      7      mm                      =              0.007      m

Ar =      0.000035      m<sup>2</sup>

Area total de ranuras (At)

At =      2 \* Ac

Ac =      pi\*Dc<sup>2</sup>/4              =              0.00114      m<sup>2</sup>

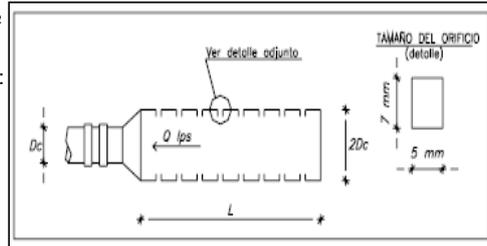
At =      0.00228      m<sup>2</sup>

Luego el número de ranuras será:

Nran =      (At / Ar) + 1

Nran =      66.148

**Nran =      67.000**



**e. 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.

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

D =      0,71 Qmax<sup>0,38</sup>/S<sup>0,21</sup>      pulg

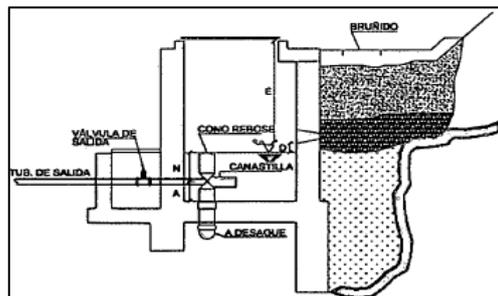
Qmax =      2.550      lt/seg      (Gasto máximo)  
 S =      0.015      m/m      (pendiente de 1.5%)

D =      2.448      pulg

**D =      2      pulg      Asumido**

y el cono de rebose:

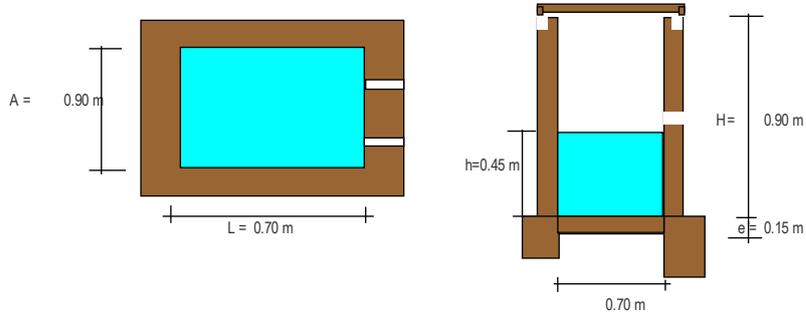
**2" x 2"**



## 4.2.3 Diseño Estructural de captación de ladera 1-2

Predimensionamiento:

Ancho interior: A	0.90 m
Largo interior: L	0.70 m
Altura interior: H	0.90 m
Espesor de muros y losa	0.15 m



### Criterios a tener en cuenta:

- \* Se predimensionará los muros con las medidas anteriores.
- \* El cálculo consiste en Determinar el momento para dos casos 1.- Cuando El Elemento esta vacio y 2.- Cuando el elemento está lleno.

### DATOS :

$\delta_s =$	1.59 Tn/m <sup>3</sup>	Peso específico del suelo
$\delta_c =$	2.4 Tn/m <sup>3</sup>	Peso específico del concreto
$\phi =$	16.40°	Angulo de fricción interna
$f_c =$	210 Kg/cm <sup>2</sup>	Resistencia del concreto armado
$f_y =$	4200 Kg/cm <sup>2</sup>	Resistencia del acero
$q_t =$	0.99 Kg/cm <sup>2</sup>	Esfuerzo del terreno
FSD =	1.50	Factor de Seguridad al Deslizamiento
FSV =	1.75	Factor de Seguridad al Volleo
$\theta =$	9.00°	Inclinación del terreno

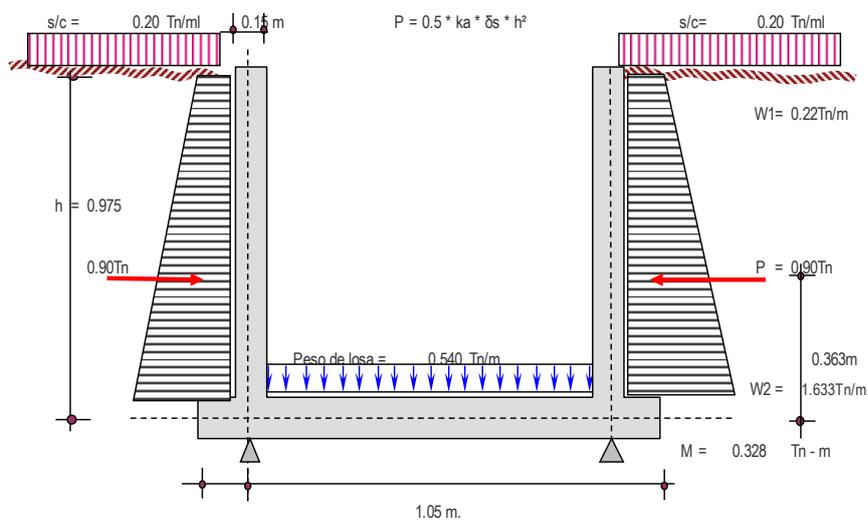
Coefficiente de fricción interna :  $f = \text{Tg}\phi = 0.294$  es menor a 0.6 OK!

Entonces el valor de  $f = 0.294$

$$K_a = \text{Cos}\theta * [ \text{cos}\theta - (\text{cos}^2\theta - \text{cos}^2\phi) / 2 ] / [ \text{cos}\theta + (\text{cos}^2\theta - \text{cos}^2\phi) / 2 ] = 0.608$$

$$K_a * \delta_s = 0.967 \text{ tn/m}^2$$

### CUANDO EL ELEMENTO ESTA VACIO :



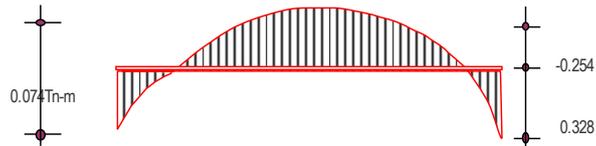
Factor por carga muerta (FCM) = 1.50  
 Factor por carga Viva (FCV) = 1.80  
 $W1 = Ka * S/C * FCV = 0.219$   $P = (w1 + W2) * h / 2 = 0.90Tn$   
 $W2 = W1 + (Ka * \delta s * h * FCM) = 1.633$

$M = (W1 * h^2 / 2) + [(W2 - W1) * h^2 / 6] = 0.328Tn-m$

Peso de Losa =  $0.15 m \times 2.4Tn/m^3 \times 1.50 = 0.540 Tn/m$

Momento =  $W * L^2 / 8 = 0.074Tn-m$

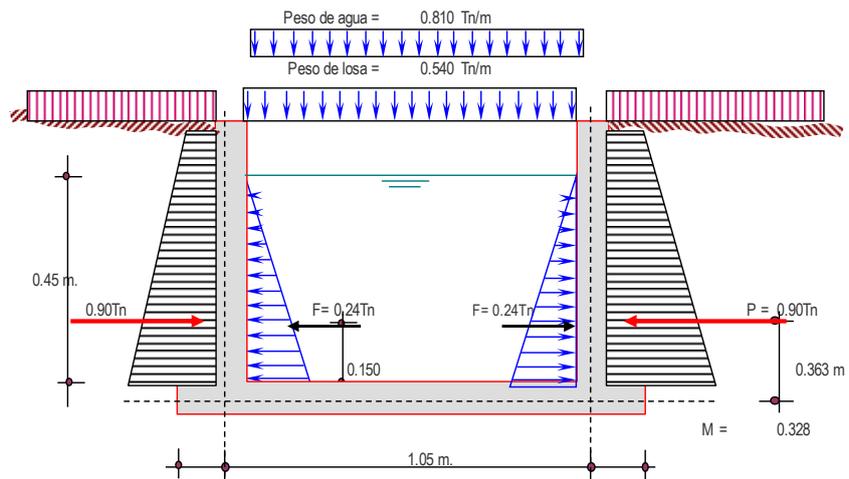
Analizando una franja de un metro de ancho, de los marcos en "U", tenemos el siguiente diagrama de momentos:



La tracción en el fondo será :  $T = W * L / 2 = 0.28 \text{ Ton.}$

**CUANDO EL ELEMENTO ESTALLENO :**

$F = \delta a * h^2 / 2$



Peso de agua =  $0.45 m \times 1.0Tn/m^3 \times 1.80 = 0.810 Tn/m$   
 Momento resultante originado en los muros =  $P * 0.36 - F * 0.15 = 0.328 - 0.036 = 0.292Tn-m$   
 Momento originado por el peso de la losa y el peso del agua :  $Wt = 0.540 + 0.810 = 1.350Tn/m$   
 Momento =  $Wt * L^2 / 8 = 0.186Tn-m$

Analizando una franja de un metro de ancho, de los marcos en "U", tenemos el siguiente diagrama de momentos:



**Cálculo de acero en las paredes, debido a los esfuerzos calculados:**

**Acero Vertical**

$f_c$ (Kg/cm <sup>2</sup> )	210
$f_y$ (Kg/cm <sup>2</sup> )	4200
$\beta_i$	0.85
$\phi$	0.9

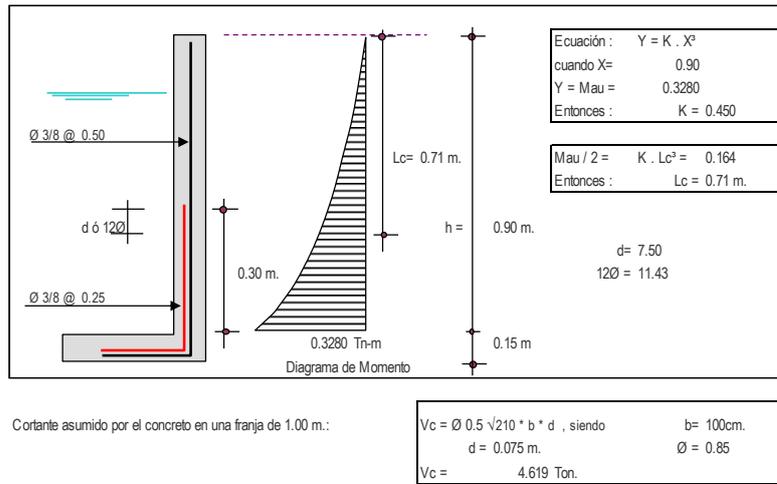
$p_{min} = 0.0020$

$a = A_s \cdot f_y / (\beta_i \cdot f_c \cdot b)$

$A_s = M / [\phi \cdot f_y \cdot (d - a/2)]$

recubrimiento 2.50cm

Areas	Ø 1/4"	Ø 3/8"	Ø 1/2"	Ø 5/8"	Ø 3/4"	Ø 1"				
$A_s$ (cm <sup>2</sup> )	0.32	0.71	1.27	1.98	2.85	5.07				
M (Tn-m)	b (cm)	d (cm)	a (cm)	$A_s$ (cm <sup>2</sup> )	$A_s$ min	$p = A_s / bd$	n° Varilla	Total	Disposición	
Losa	1.058	100.00	7.50	0.94	3.98	1.50	0.0053	5	3.563	Ø 3/8 @ 0.25
Muro	0.328	100.00	7.50	0.28	1.18	1.50	0.0020	5	3.563	Ø 3/8 @ 0.25



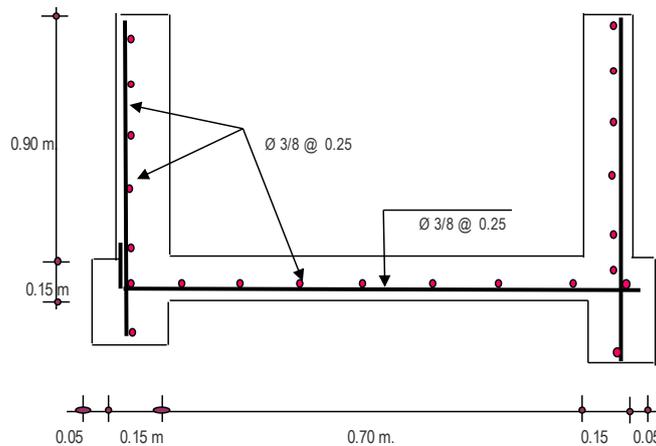
La tracción en el fondo de la losa  $V_u = T = 0.28$  Ton.  $T < V_c$ , Ok!

**Acero Horizontal :**

El fin es evitar fisuras grandes debido a la contracción y cambios de temperatura, para ello utilizamos la cuantía mínima como lo estipula las normas peruanas de concreto armado E060 y el ACI 318-89 para el caso de muros y losas.

Para el cálculo del acero horizontal, se asumirá el  $A_s$  mínimo  $\phi 3/8 @ 0.25$

**Disposición final de acero en muros y losas:**



## 4.3.-Diseño hidráulico de la Línea de Conducción

### 4.3.1 Línea de conducción 1

#### 4.3.1.1 Parámetros de diseño: Caudales

##### Periodo de Diseño

El periodo de diseño para Sistema de Agua Potable es :	20	años
El periodo de diseño para Sistema de UBS arrastre Hidraulico es:	20	años
Se Asumira un Periodo para ambos Sistemas de :	20	años

##### N° de viviendas

El numero de Viviendas se toma del Estudio Topografico (Plano de Lotizacion), Tomadas InSitu .  
El numero de Viviendas es : **58.00 viv.**

##### Densidad Poblacional

La densidad Poblacional que se ah resultado para la presente localid **6.00 iad/viv.**

##### Población Actual (Pa)

La poblacion actual del ambito del proyecto, se ha definido por el numero de viviendas y l a densidad en (hab/vivienda)

$$Pa = N^{\circ} \text{ viv.} * Dp$$

La razon de crecimiento promedio distr **1.20%**

$$Pa = \checkmark \quad 348.000$$

##### Población Futura ( Pf )

El calculo de la poblacion futura se ha hecho por el Metodo Aritmetico, con la siguiente formula:

$$P_f = P_a * (1 + r * n/100)$$

$$Pf = \checkmark \quad 432$$

##### Dotación (d)

Según la Norma Tecnica de Diseño: Opciones Tecnológicas para Sistemas de Saneamiento en el Ambito Rural (Resolución Ministerial N° 192-2018-VIVIENDA)

Dotación de agua según opción tecnologica y region (l/hab./d)

Item	Criterio	Costa	Sierra	Selva
1	sin Arrastre Hidráulico	60	50	70
2	con Arrastre Hidráulico	90	80	100

Se cosdera 80.00 lts/hab./dia

##### Consumo Promedio Diario Anual (Qp )

$$Q_p = \left( \frac{P_f \times \text{dot}}{86,400} \right)$$

Qp = Consumo promedio diario anual (l/s)

Pf = Poblacion Futura (hab)

dot = Dotacion (l/hab/dia)

##### Consumo Domestico

DESCRIPCION	DOTACION(l/d/hab.)	POBLACION DE DISEÑO	CONSUMO(L/S)
Dotacion domestica	80.00	432	0.400
Porcentaje de perdidas fisicas(20%)	16.00	432	0.080
<b>Total</b>			<b>0.48</b>

##### Consumo

$$Q_p = \checkmark \quad 0.48 \quad \text{l/s}$$

#### Consumo Máximo Diario ( Qmd )

Según Guía simplificada para la Identificación, Formulación y Evaluación Social de Proyectos-Saneamiento Básico en el Ambito Rural

$$Q_{md} = k1 \times Q_m \quad k1 = 1.3$$

$$Q_{md} = 0.62 \quad \text{l/s}$$

#### Consumo Máximo Horario ( Qmh )

Según Guía simplificada para la Identificación, Formulación y Evaluación Social de Proyectos-Saneamiento Básico en el Ambito Rural

$$Q_{mh} = k2 \times Q_m \quad k2 = 2.00$$

$$Q_{mh} = 0.96 \quad \text{l/s}$$

$$\text{Consumo Unitario - Qunit. (lt/seg/hab)} = 0.00222$$

### 4.3.1.2 Volumen de reservorio

#### Volúmen de Regulación ( Vreg )

$$V_{reg} = \frac{C_{reg} \times Q_p \times 86,400}{1000}$$

C<sub>reg</sub> = Capacidad de regulación 25.00%

Q<sub>m</sub> = Consumo Promedio Diario Anual

$$V_{reg} = 10 \quad \text{m}^3$$

#### Volumen de Reserva (Vr)

La estimación de Volumen de agua para reserva en casos de emergencia, problemas de operación y mantenimiento.

$$V_r = 0.00 \quad \text{NO se considera para Sistemas del ambito rural}$$

#### Volulmen del Reservorio (V)

El Volumen del reservorio resulta de la adision del Volumen de regulacion + Volumen de reserva:

$$V = 10 \quad \text{m}^3$$

### 4.3.1.3 Diseño hidráulico de la línea de conducción

**Tabla 04:** calculo de la línea de conducción sector 1

**CONSUMIMO MAXIMO DIARIO (LT/SEG)**

$$Q_{md} = 1.30 * Q$$

0.620

**COEFICIENTE DE FRICCION "C"**

EN LA FORMULA DE HAZEN Y WILLIAMS  
SEGÚN RNE

150.00

**CALCULO HIDRAULICO LINEA DE CONDUCCION 01- LA LIMA**

TRAMO	CAUDAL (m <sup>3</sup> /s)	D.INTERNO (m)	LONGITUD (m)	COTA DE TUBERIA (m.s.n.m)		VELOCIDAD (m/seg)	PERDIDA DE CARGA(m)	PIEZOMÉTRICA (m.s.n.m.)		PRESION (m)
				INICIAL	FINAL			INICIAL	FINAL	
De										
CAPTACION 1	0.0062	0.02940	15.84	2399.20	2397.50	0.914	0.03299	2399.20	2398.68	0.00
REPARTIDORA	0.0062	0.02940	106.93	2397.50	2389.50	0.914	0.03299	2397.50	2393.97	0.00
<b>TOTAL METROS LINEALES DE TUBERIA PVC C-7.5=</b>			<b>122.77</b>							

**RESUMEN LINEAS DE CONDUCCION 1**

TUBERIAS	CAMARAS		PASES AEREOS		VALVULAS	
	REPARTIDORA DE	LONG.	NUM.	CONTROL	PURGA	AIRE
PVC C-7.5 1" (DIAMETRO INTERIOR 29.40 mm)	1"	0.00	50.00 m	0.00	1"	0.00
TOTAL	TOTAL	0.00	TOTAL	0.00	TOTAL	0.00

## 4.3.2 Línea de conducción 2

### 4.3.2.1 Parámetros de diseño: Caudales

#### Periodo de Diseño

El periodo de diseño para Sistema de Agua Potable es :	20	años
El periodo de diseño para Sistema de UBS arrastre Hidraulico es:	20	años
Se Asumira un Periodo para ambos Sistemas de :	20	años

#### N° de viviendas

El numero de Viviendas se toma del Estudio Topografico (Plano de Lotizacion), Tomadas InSitu .  
El numero de Viviendas es : **95.00 viv.**

#### Densidad Poblacional

La densidad Poblacional que se ah resultado para la presente localidad es : **6.00 had/viv.**

#### Población Actual (Pa)

La poblacion actual del ambito del proyecto, se ha definido por el numero de viviendas y la densidad en (hab/vivienda)

$$Pa = N^{\circ} viv. * Dp$$

$$Pa = \quad \quad \quad 570$$

#### Coefficiente de Crecimiento Lineal ( r )

Promedio Distrital

$$r(\%) = \quad \quad \quad 1.2$$

#### Población Futura ( Pf )

El calculo de la poblacion futura se ha hecho por el Metodo Aritmetico, con la siguiente formula:

$$P_f = P_a * (1 + r * n)$$

$$Pf = \quad \quad \quad 707$$

#### Dotación (d)

Según la Norma Tecnica de Diseño: Opciones Tecnológicas para Sistemas de Saneamiento en el Ambito Rural (Resolución Ministerial N° 192-2018-VIVIENDA)

Dotación de agua según opción tecnologica y region (l/hab./d)

Item	Criterio	Costa	Sierra	Selva
1	sin Arrastre Hidráulico	60	50	70
2	con Arrastre Hidráulico	90	80	100

Usar = 80.00 lts/hab./dia

#### Consumo Promedio Diario Anual (Qp)

$$Q_p = \left( \frac{P_f \times dot}{86,400} \right)$$

Qp = Consumo promedio diario anual (l/s)

Pf = Poblacion Futura (hab)

dot = Dotacion (l/hab/dia)

### Consumo Domestico

DESCRIPCION	DOTACION(l/d/hab.)	POBLACION DE DISEÑO	CONSUMO(L/S)
Dotacion domestica	80.00	707	0.654
Porcentaje de perdidas fisicas(20% Dotacion)	16.00	707	0.131
		<b>Total</b>	<b>0.785</b>

$$Q_m = 0.785$$

### Consumo Máximo Diario ( Qmd )

Según Guia simplificada para la Identificacion, Formulacion y Evaluacion Social de Proyectos-Saneamiento Basico en el Ambito Rural

$$Q_{md} = k_1 \times Q_m \quad \dots k_1 = 1.3$$

$$Q_{md} = 1.02$$

### Consumo Máximo Horario ( Qmh )

Según Guia simplificada para la Identificacion, Formulacion y Evaluacion Social de Proyectos-Saneamiento Basico en el Ambito Rural

$$Q_{mh} = k_2 \times Q_m \quad \dots k_2 = 2.00$$

$$Q_{mh} = 1.57$$

$$\text{Consumo Unitario - Qunit. (l/seg/hab)} = 0.00222$$

## 4.3.2.2 Volumen de reservorio

### Volúmen de Regulación ( Vreg )

$$V_{reg} = \frac{C_{reg} \times Q_p \times 86,400}{1000}$$

$$V_{reg} = 16.96 \quad m^3$$

C<sub>reg</sub> = Capacidad de regulacion : 25.00%

Q<sub>m</sub> = Consumo Promedio Diario Anual

### Volumen de Reserva (Vr)

La estimacion de Volumen de agua para reserva en casos de emergencia, problemas de operación y mantenimiento

$$V_r = 0.00 \quad \text{NO se considera para Sistemas del ambito rural}$$

### Volulmen del Reservorio (V)

El Volumen del reservorio resulta de la adision del Volumen de regulacion + Volumen de reserva:

$$V = 16.96 \quad m^3$$

$$\text{Asumir } V = 20.00 \quad m^3$$

### 4.3.2.3 Diseño hidráulico de la Línea de Conducción

**Tabla 05:** diseño hidráulico de línea de conducción sector 2

<p style="text-align: center;"><b>CONSUMO MAXIMO DIARIO (L/T/SEG)</b>  <math>Q_{md} = 1.30 * Q</math>  <b>COEFICIENTE DE FRICCION "C"</b>                      EN LA FORMULA DE HAZEN Y WILLIAMS                      SEGÚN RNE</p>												
1.020 l/s												
150.00												
<b>CALCULO HIDRAULICO RED DE CONDUCCION 02- LA LIMA</b>												
TRAMO	CAUDAL (m <sup>3</sup> /s)	D.INTERNO (m)	LONGITUD (m)	COTA DE TUBERIA (m.s.n.m)		VELOCIDAD (m/seg)	PERDIDA DE CARGA(m)	COTA PIEZOMÉTRICA (m.s.n.m.)		PRESION (m)		
De				INICIAL	FINAL		UNITARIA	TRAMO	INICIAL	FINAL	INICIAL	FINAL
Captación 01 - LA LIMA	0.00102	0.04440	15.84	2399.20	2397.50	0.659	0.01114	0.18	2399.20	2399.02	0.00	1.52
REPARTIDORA	0.00102	0.04440	288.57	2397.50	2347.50	0.659	0.01114	3.21	2397.50	2394.29	0.00	46.79
CRP6-01	0.00102	0.04440	245.96	2347.50	2299.30	0.659	0.01114	2.74	2347.50	2344.76	0.00	45.46
CAPTACION 02 - LA LIMA	0.00102	0.04440	141.53	2318.10	2299.30	0.659	0.01114	1.58	2318.10	2316.52	0.00	17.22
CAMARA DE REUNION	0.00102	0.04440	356.84	2299.30	2249.30	0.659	0.01114	3.97	2299.30	2295.33	0.00	46.03
CRP6-02	0.00102	0.04440	125.80	2249.30	2201.20	0.659	0.01114	1.40	2249.30	2247.90	0.00	46.70
<b>TOTAL METROS LINEALES DE TUBERIA PVC C-7.5=</b>												<b>1174.54</b>
<b>RESUMEN LINEAS DE CONDUCCION 2</b>												
TUBERIAS	CAMARAS ROMPE PRESION		PASES AEROS		VALVULAS							
	PRESION	NUM.	LONG.	NUM.	CONTROL	PURGA	AIRE					
PVC C-7.5 1 1/2" (DIAMETRO INTERIOR 44.40 mm)	1 1/2"	2.00	25.00 m	1.00	1 1/2"	1.00	1 1/2"	1.00	1 1/2"	1.00	1 1/2"	1.00
<b>TOTAL</b>	<b>TOTAL</b>	<b>TOTAL</b>	<b>TOTAL</b>	<b>TOTAL</b>	<b>TOTAL</b>	<b>TOTAL</b>	<b>TOTAL</b>	<b>TOTAL</b>	<b>TOTAL</b>	<b>TOTAL</b>	<b>TOTAL</b>	<b>TOTAL</b>

#### 4.4 Diseño hidráulico de la cámara rompe presión Tipo-6

Se utilizará cámaras rompedores con desnivel geométrico menores a 50 m.

Debido a que sus características son similares, el diseño será el mismo en todos los casos.

Para determinar la altura de la cámara se debe tomar en cuenta una carga requerida para que el agua pueda fluir (H) y el borde libre (BL).

La altura de la cámara se determina por:

$$HT = H + BL$$

Donde:

$$H = \text{Carga de agua (mínimo = 0,50 m)}$$

$$BL = 50 \text{ cm (borde libre)}$$

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

Donde:

$$V = 0.83 \text{ m/seg } (Q_{md}/A_{(2'')})$$

$$g = 9.81 \text{ m/seg}^2$$

$$H = 0.05 \text{ m}$$

Para el diseño asumimos la altura mínima de:

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

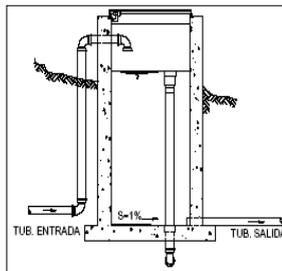
Luego

$$HT = 1.00 \text{ m}$$

Por facilidad en el proceso constructivo y la instalación de accesorios, se considera una sección interna de la cámara de:

$$A = 0.60 \text{ m x } 1.00 \text{ m.}$$

Por lo tanto el diseño final será tal como lo muestran los planos.



#### 4.5 Diseño hidráulico de la red de distribución

##### 4.5.1 Red de distribución sector 1

Los diámetros, caudales han sido calculadas en el Software WaterCAD

V8i

**Tabla 06:** Diseño hidráulico de la red de distribución sector 1

NODO INICIAL	NODO FINAL	LONGITUD (m)	DIAMETRO (mm)	MATERIAL	HAZEN-WILLIAMS C	CAUDAL (L/s)
RESERVORIO1	NODO-1	45.67	22.9	PVC	150	0.189
NODO-1	NODO-2	51.12	22.9	PVC	150	0.006
NODO-1	NODO-3	18.62	22.9	PVC	150	0.178
NODO-3	NODO-4	59.85	22.9	PVC	150	0.006
NODO-3	NODO-5	142.37	22.9	PVC	150	0.167
NODO-5	NODO-6	24.07	22.9	PVC	150	0.006
NODO-5	CRP 7Nº1	27.89	22.9	PVC	150	0.156
CRP 7Nº1	NODO-7	58.17	22.9	PVC	150	0.156
NODO-7	NODO-8	70.56	22.9	PVC	150	0.056
NODO-8	NODO-9	15.15	22.9	PVC	150	0.006
NODO-8	NODO-10	25.98	22.9	PVC	150	0.006
NODO-7	NODO-11	39.96	22.9	PVC	150	0.067
NODO-11	NODO-12	36.63	22.9	PVC	150	0.006
NODO-11	NODO-13	23.6	22.9	PVC	150	0.05
NODO-13	NODO-14	20.61	22.9	PVC	150	0.011
NODO-13	NODO-15	120.6	22.9	PVC	150	0.011
		780.85 m				

**Tabla 07 :** Longitud de tubería por diámetros

D(pul)	D(mm)	LONGITUD TOTAL DE TUBERIA
3/4"	22.90	780.85
1"	29.40	0
1 1/2"	43.40	0
2"	54.20	0
TOTAL (m)		780.85

Cálculo de las Presiones:

**Tabla 08:** cálculo de presiones en la red de distribución sector 1

NODO	COTA DE TUBERIA (m)	GRADIENTE HIDRAULICA (m)	PRESION (m H2O)	ESTE (m)	NORTE (m)
NODO-1	2378.00	2388.94	10.92	705809.79	9298471.40
NODO-2	2378.73	2388.94	10.19	705812.09	9298423.78
NODO-3	2373.73	2388.73	14.97	705823.05	9298458.33
NODO-4	2374.67	2388.73	14.03	705837.47	9298404.87
NODO-5	2347.17	2387.34	40.09	705930.03	9298365.00
NODO-6	2348.18	2387.34	39.08	705916.27	9298345.51
NODO-7	2328.75	2340.60	11.83	705985.15	9298299.79
NODO-8	2329.98	2340.51	10.51	706052.05	9298321.95
NODO-9	2329.82	2340.51	10.67	706066.98	9298323.46
NODO-10	2325.89	2340.51	14.59	706059.79	9298297.15
NODO-11	2324.01	2340.53	16.49	706002.37	9298264.00
NODO-12	2321.89	2340.53	18.60	705981.62	9298234.21
NODO-13	2321.37	2340.50	19.09	706017.31	9298245.79
NODO-14	2321.17	2340.50	19.29	706037.60	9298247.50
NODO-15	2295.03	2340.50	45.37	706047.40	9298147.96

**Tabla 09:** cámara rompe presión tipo 7

CAMARA ROMPE PRESION	ELEVACION (m)	DIAMETRO (mm)	PRESION DE INGRESO (mca)	PRESION DE SALIDA (mca)	CAUDAL (L/s)	GRADIENTE HIDRAULICO DE INGRESO (m)	GRADIENTE HIDRAULICO DE SALIDA (m)	NORTE (m)	ESTE (m)
CRP 7Nº1	2341.10	22.90	45.91	0.00	0.156	2387.10	2341.10	9298345.64	705950.10

#### 4.5.2 Red de distribución sector 2

**Tabla 10:** Diseño hidráulico de la red de distribución sector 1

NODO INICIAL	NODO FINAL	LONGITUD (m)	DIAMETRO (mm)	MATERIAL	HAZEN- WILLIAMS C	CAUDAL (L/s)
RESERVORIO2	REPARTIDORA	23.63	29.4	PVC	150	0.7540
EPARTIDORA DE	NODO-16	92.42	29.4	PVC	150	0.5300
NODO-16	CRP 7Nº2	154.11	22.9	PVC	150	0.0220
CRP 7Nº2	NODO-17	323.66	22.9	PVC	150	0.0220
NODO-16	CRP 7Nº3	29.08	29.4	PVC	150	0.4850
CRP 7Nº3	NODO-18	77.79	29.4	PVC	150	0.4850
NODO-18	NODO-19	62.72	22.9	PVC	150	0.0110
NODO-18	NODO-20	198.95	29.4	PVC	150	0.4520
NODO-20	NODO-21	60.05	22.9	PVC	150	0.0060
NODO-20	CRP 7Nº4	9.03	29.4	PVC	150	0.4300
CRP 7Nº4	NODO-22	48.62	29.4	PVC	150	0.4300
NODO-22	NODO-23	159.26	22.9	PVC	150	0.0170
NODO-22	NODO-24	23	29.4	PVC	150	0.3960
NODO-24	NODO-25	10.09	22.9	PVC	150	0.1740
NODO-25	NODO-26	75.16	22.9	PVC	150	0.0330
NODO-25	NODO-27	68.11	22.9	PVC	150	0.0760
NODO-27	NODO-28	21.98	22.9	PVC	150	0.0170
NODO-27	NODO-29	23.58	22.9	PVC	150	0.0060
NODO-24	NODO-30	127.31	22.9	PVC	150	0.1830
NODO-30	NODO-31	58.39	22.9	PVC	150	0.0220
NODO-30	NODO-32	70.97	22.9	PVC	150	0.1000
NODO-32	NODO-33	25.64	22.9	PVC	150	0.0060
NODO-32	NODO-34	70.2	22.9	PVC	150	0.0890
NODO-34	CRP 7Nº6	58.75	22.9	PVC	150	0.0110
CRP 7Nº6	NODO-36	516.16	22.9	PVC	150	0.0110
NODO-34	CRP 7Nº5	61.37	22.9	PVC	150	0.0330
CRP 7Nº5	NODO-35	89.79	22.9	PVC	150	0.0330
REPARTIDORA	CRP 7Nº7	133.21	29.4	PVC	150	0.2170
CRP 7Nº7	NODO-37	30.85	29.4	PVC	150	0.2170
NODO-37	NODO-38	66.77	22.9	PVC	150	0.0060
NODO-37	NODO-39	54.88	29.4	PVC	150	0.2000
NODO-39	NODO-40	112.79	22.9	PVC	150	0.0830
NODO-40	NODO-41	29.07	22.9	PVC	150	0.0110
NODO-40	CRP 7Nº8	27.71	22.9	PVC	150	0.0560
CRP 7Nº8	NODO-42	39.03	22.9	PVC	150	0.0560
NODO-42	NODO-43	34.76	22.9	PVC	150	0.0060
NODO-42	NODO-44	24.38	22.9	PVC	150	0.0440
NODO-44	NODO-45	36.15	22.9	PVC	150	0.0110
NODO-44	CRP 7Nº9	36.96	22.9	PVC	150	0.0220
CRP 7Nº9	NODO-46	37.44	22.9	PVC	150	0.0220
NODO-46	NODO-47	63.01	22.9	PVC	150	0.0060
NODO-46	NODO-48	72.84	22.9	PVC	150	0.0060
NODO-39	CRP 7Nº10	166.11	22.9	PVC	150	0.1060
CRP 7Nº10	NODO-49	106.48	22.9	PVC	150	0.1060
NODO-49	CRP 7Nº11	20.93	22.9	PVC	150	0.0060
CRP 7Nº11	NODO-50	57.3	22.9	PVC	150	0.0060
NODO-49	NODO-51	230.98	22.9	PVC	150	0.0440
		3921.47 m				

### Cálculo de las Presiones:

**Tabla 11:** cálculo de presiones en la red de distribución sector 2

NODO	COTA DE TUBERIA (m)	GRADIENTE HIDRAULICA (m)	PRESION (m H2O)	ESTE (m)	NORTE (m)
NODO-16	2154.51	2186.74	32.17	706493.17	9297815.94
NODO-17	2118.31	2139.02	20.68	706948.59	9297897.93
NODO-18	2125.88	2137.47	11.57	706583.66	9297759.90
NODO-19	2121.60	2137.47	15.84	706640.45	9297780.84
NODO-20	2091.61	2133.82	42.12	706743.06	9297780.35
NODO-21	2089.52	2133.82	44.21	706799.43	9297791.92
NODO-22	2077.45	2088.29	10.82	706787.12	9297743.35
NODO-23	2046.82	2088.27	41.36	706755.04	9297594.54
NODO-24	2072.25	2087.96	15.67	706805.55	9297729.59
NODO-25	2069.93	2087.85	17.88	706809.55	9297720.33
NODO-26	2062.99	2087.81	24.77	706846.38	9297695.12
NODO-27	2067.67	2087.69	19.99	706872.82	9297739.46
NODO-28	2066.85	2087.69	20.80	706892.58	9297749.09
NODO-29	2060.45	2087.69	27.18	706884.66	9297719.23
NODO-30	2071.70	2086.47	14.75	706923.47	9297776.83
NODO-31	2060.94	2086.46	25.47	706966.44	9297752.12
NODO-32	2065.02	2086.20	21.14	706993.07	9297772.87
NODO-33	2061.15	2086.20	25.00	706997.10	9297747.71
NODO-34	2063.92	2085.99	22.02	707058.06	9297797.48
NODO-35	1995.62	2039.06	43.35	707144.49	9297730.67
NODO-36	1984.04	2034.17	50.03	707471.98	9297685.40
NODO-37	2123.98	2138.95	14.95	706542.33	9297742.69
NODO-38	2123.42	2138.95	15.50	706488.75	9297702.84
NODO-39	2106.97	2138.73	31.70	706550.70	9297691.69
NODO-40	2093.58	2138.43	44.76	706623.42	9297609.96
NODO-41	2091.60	2138.43	46.73	706598.40	9297595.16
NODO-42	2075.97	2089.05	13.05	706677.09	9297572.37
NODO-43	2068.30	2089.05	20.71	706660.27	9297541.95
NODO-44	2062.58	2089.03	26.40	706697.64	9297559.58
NODO-45	2060.52	2089.03	28.45	706720.86	9297587.28
NODO-46	2021.94	2039.09	17.12	706746.75	9297516.20
NODO-47	2014.95	2039.09	24.10	706806.99	9297498.84
NODO-48	2016.65	2039.09	22.40	706712.50	9297453.34
NODO-49	2056.91	2088.65	31.68	706459.14	9297484.36
NODO-50	2030.41	2049.10	18.65	706512.06	9297426.74
NODO-51	2039.26	2088.46	49.10	706301.91	9297375.56

**Tabla 12:** cámara rompe presión tipo 7

CAMARA ROMPE PRESION	ELEVACION (m)	DIAMETRO (mm)	PRESION DE INGRESO (mca)	PRESION DE SALIDA (mca)	CAUDAL (L/s)	GRADIENTE HIDRAULICO DE INGRESO (m)	GRADIENTE HIDRAULICO DE SALIDA (m)	NORTE (m)	ESTE (m)
REPARTIDORA	2189.10	29.40	11.04	0.00	0.75	2200.16	2189.10	9297821.20	706401.76
CRP 7Nº2	2139.10	22.90	47.51	0.00	0.02	2186.71	2139.10	9297847.72	706630.77
CRP 7Nº3	2139.10	29.40	46.94	0.00	0.49	2186.14	2139.10	9297799.40	706516.95
CRP 7Nº4	2089.10	29.40	44.48	0.00	0.43	2133.67	2089.10	9297774.53	706749.91
CRP 7Nº5	2039.10	22.90	46.76	0.00	0.03	2085.96	2039.10	9297785.52	707107.21
CRP 7Nº6	2034.20	22.90	51.68	0.00	0.01	2085.98	2034.20	9297740.65	707069.11
CRP 7Nº7	2139.10	29.40	49.20	0.00	0.22	2188.39	2139.10	9297766.19	706522.40
CRP 7Nº8	2089.10	22.90	49.19	0.00	0.06	2138.39	2089.10	9297590.53	706642.60
CRP 7Nº9	2039.10	22.90	49.82	0.00	0.02	2089.02	2039.10	9297540.03	706726.51
CRP 7Nº10	2089.10	22.90	48.84	0.00	0.11	2138.04	2089.10	9297540.83	706545.95
CRP 7Nº11	2049.10	22.90	39.47	0.00	0.01	2088.65	2049.10	9297468.94	706473.30

**Tabla 13:** Longitud de tubería por diámetros

D(pul)	D(mm)	LONGITUD TOTAL DE TUBERIA
3/4"	22.90	3200.01
1"	29.40	721.46
1 1/2"	43.40	0
2"	54.20	0
TOTAL (m)		3921.47

#### 4.6 Diseño hidráulico de la cámara rompe presión Tipo-7

Se utilizará cámaras rompepresiones con desnivel geométrico menores a 50 m.

Debido a que sus características son similares, el diseño será el mismo en todos los casos.

Para determinar la altura de la cámara se debe tomar en cuenta una carga requerida para que el agua pueda fluir (H) y el borde libre (BL).

La altura de la cámara se determina por:

$$HT = H + BL$$

Donde:

H = Carga de agua (mínimo = 0,50 m)

BL = 30 cm (borde libre)

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

Donde:

V = 0.83 m/seg ( $Q_{md}/A_{(2'')}$ )

g = 9.81 m/seg<sup>2</sup>

H = 0.05 m

Para el diseño asumimos la altura mínima de:

H = 0.60 m

Luego

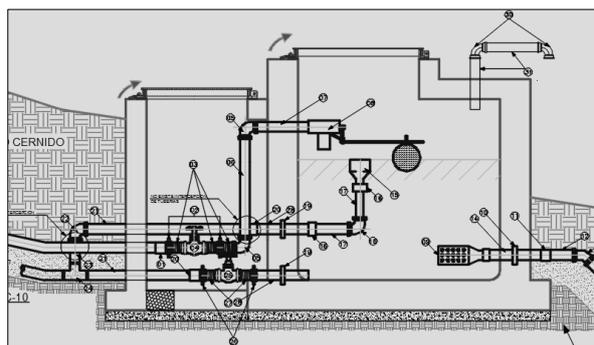
**HT = 0.90 m**

Por facilidad en el proceso constructivo y la instalación de accesorios, se considera una sección interna de la cámara de:

**A = 0.60 m x 1.00 m.**

Por lo tanto el diseño final será tal como lo muestran los planos.

Figura : Cámara rompe presión tipo 7



#### 4.7 Diseño hidráulico de la red de alcantarillado

Debido a la topografía y por estar alejado muchas viviendas se considera un red de alcantarillado solo para 84 viviendas.

Cálculo del Caudal unitario

Numero de lotes	<b>84</b>		
Numero de hab/lote	<b>5.00</b>		
Población actual:	420		
Tasa de crecimiento:	<b>1.20</b>		
Tiempo en años	<b>20</b>	años	
Poblacion de diseño(Pd)	533	habitantes	
Longitud Total de red colectora Proyectada (Lt)	<b>630.44</b>	m	
Población Futura:	533	habitantes	
Dotación:	<b>80.0</b>	l/hab./día	
Tasa de contribucion de Infiltracion:	<b>0.05</b>	l/(s.km)	
	0.05 a 1.0;Segun RNE		
Coefficiente por Aguas de lluvia:	<b>50</b>	%	
A) Consumo Medio(Qm):	$Pf \times dot. =$	0.494	lts/s.
	86,400		
B) Caudal de Contribucion al Alcantarillado (80%*Qm):		<b>Qm= 0.395</b>	<b>lts/s.</b>
C) Consumo máximo horario(Qmh): <b>2.0*Qm:</b>	<b>Qmh= 0.790</b>	<b>lts/s.</b>	
	1.8[≤K]_2≤2.5;Segun RNE		
Caudal por Infiltracion (Qi):	<b>Qi= 0.032</b>	<b>lts/s.</b>	
Caudal por Agua de Lluvias (Qe):	<b>Qe= 0.395</b>	<b>lts/s.</b>	
D) Caudal de diseño (Qd):	<b>Qd= 1.216</b>	<b>lts/s.</b>	
C) Consumo Unit. (Qunit.) =	$\frac{(Qmh+Qi+Qe)}{Poblacion\ futura}$ lts/s/hab		
<b>Qunit =</b>	<b>0.0023</b>	<b>lts/s/hab</b>	

### Cálculo de la red de alcantarillado

	<b>Qi: 1.50</b>	lts/s	(Según NTE OS.070)	
<b>Somin=</b>	$0.0055 \times Qi^{-0.47} =$	<b>4.546</b>	°/oo	<b>Vmin= 0.30</b> m/seg (a medio tubo)
Caudal Max. Hor. (Qmh)	<b>0.79</b>	lts/seg		<b>Vmin= 0.60</b> m/seg (lleno)
Caudal de Infiltración +lluvias	<b>0.426</b>	lts/seg		<b>Vmax= 5.00</b> m/seg
Caudal de Diseño	<b>1.216</b>	lts/seg	Tipo Tuberia	
Longitud Total	<b>630.44</b>	m	PVC (n)	<b>0.01</b>
Caudal Unitario (qu=Qd/Lt)	<b>0.0019</b>	lts/seg/m	DENSIDAD (p)	<b>1000</b> kg/m3
			GRAVEDAD (g)	<b>9.81</b> m/s2
			TENSION min.	<b>1.00</b> Pascal



## 4.8 Diseño hidráulico de la cámara de rejillas

POBLACION DE DISEÑO	=	533 Habitantes
DOTACION	=	80.00 lppd
I.E. INICIAL Y PRIMARIA	=	0.00 Personas
DOTACION	=	15.00 lppd
I.E. SECUNDARIA	=	0.00 Personas
DOTACION	=	20.00 lppd
COEF. DE RETORNO	=	0.8
Kmax	=	2
Kmin	=	0.5

### CALCULO DEL CAUDAL DE DISEÑO

Qp =	0.49 l/s
Qmd =	0.64 l/s
Qinf =	0.11 l/s

### CALCULO DEL CAUDAL DE CONTRIBUCION AL DESAGUE

Qcd =	0.62 l/s
-------	----------

### VALORES PARA EL DISEÑO

Qcd =	0.62 l/s
Qmax=	1.25 l/s
Qmin=	0.31 l/s

### VELOCIDAD ENTRE REJAS

Tomamos una velocidad que estara comprendida entre 0,6 m/s y 0,75 m/s

$$v = 0.75 \text{ m/s}$$

### CALCULO DEL AREA DE PASO (AREA UTIL)(Au)

$$A_u = 0.0017 \text{ m}^2$$

### DIMENSIONAMIENTO DE REJAS

Asumimos los valores siguientes:

e=	0.25 pulg.
a=	1 pulg.

Cálculo de la Eficiencia

$$E = 0.8$$

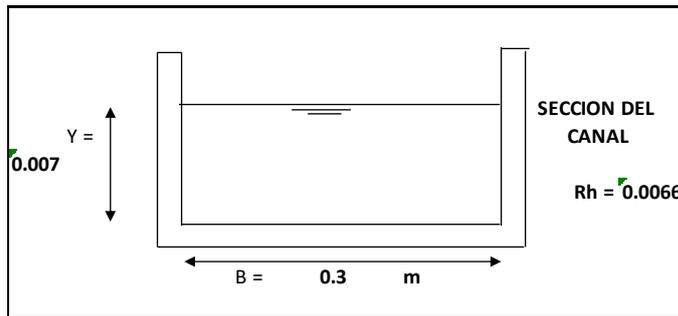
Esta dentro del Rango establecido: 0,6 m/s y 0,85 m/s

### CALCULO DEL AREA TOTAL AGUAS ARRIBA

$$A = 0.0021 \text{ m}$$

Asumo:  $B = 0.30 \text{ m}$

$$Y = 0.007 \text{ m}$$



**VELOCIDAD DE APROXIMACION**

$$V_o = 0.60 \text{ m/s}$$

Esta dentro del Rango establecido: 0,3 m/s y 0,6 m/s

**CALCULO DEL NUMERO DE BARRAS**

$$n = 9$$

**CALCULO DE LA PENDIENTE**

$$S = 0.048954982 \text{ m/m}$$

**CALCULO DE LA PERDIDA DE CARGA EN LAS REJAS**

Considerando el 50% de suciedad

$$H_{fr} = 0.1102 \text{ m}$$

**VERIFICAREMOS LAS CONDICIONES PARA EL CAUDAL MINIMO**

**CALCULO DEL TIRANTE MINIMO**

Para ello usaremos el ABACO:

**EJE "X"**

$$\frac{Q * n}{S^{1/2} * B^{8/3}} = 0.00003$$

**EJE "Y"**

$$\frac{Y}{B} = 0.0000001$$



$$Y_{min} = 0.0015 \text{ (H canales)}$$

### CALCULO DE LA SECCION MINIMA

$$A_{min} = 0.0005 \text{ m}^2$$

### CALCULO DE LA VELOCIDAD DE APROXIMACION

$$V_o = 0.692 \text{ m/s}$$

Esta dentro del Rango establecido: 0,3 m/s y 0,6 m/s, entonces el dimensionamiento fue correcto.

### DISEÑO DEL BY - PASS

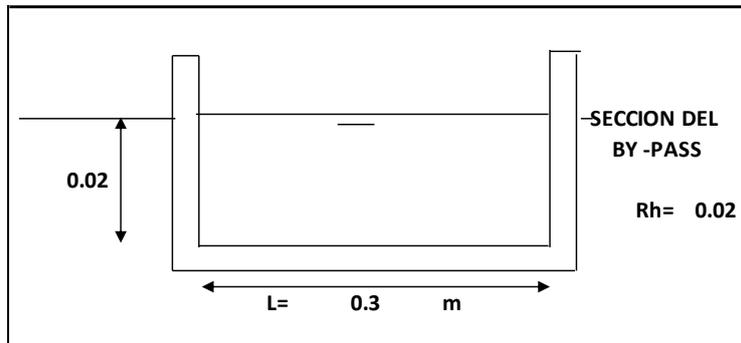
Sabemos que:

$$Q = 1,838 * L * H^{3/2}$$
$$H = \left| \frac{Q}{1,838 * L} \right|^{2/3}$$

Asumimos el largo del BY-PASS es igual a 1,5 m.

$$L = 0.3 \text{ m}$$

$$H = 0.02 \text{ m}$$



### CALCULO DE LA SECCION DEL BY-PASS

$$A = L * H$$

$$A = 0.005 \text{ m}$$

### CALCULO DE LA PENDIENTE DEL BY-PASS

$$S = 0.0026 \text{ m/m}$$

### ZONA DE TRANSICION

Asumo diametro del emisor:

$$D = 0.2 \text{ m}$$

$$L = \frac{B - D}{2 * \text{Tng}12^{\circ}30'}$$

$$L = 0.23 \text{ m}$$

### CALCULO DE LOS TIRANTES EN EL EMISOR

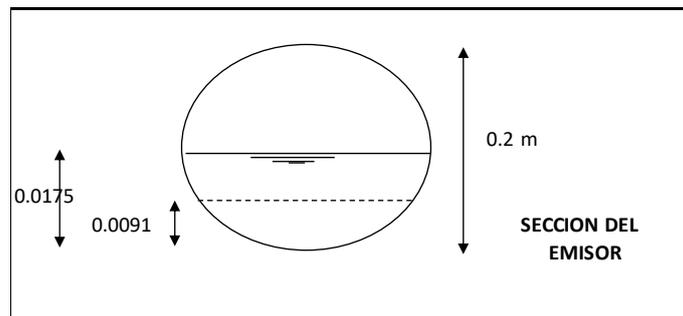
Para esto debemos de asumir una pendiente del emisor y con esto calculamos los tirantes: Ymax e Ymin

Aplicando Maning en el Emisor:

$$S = 0.008$$

$$n = 0.010$$

$$Q = \frac{A * R^{\frac{2}{3}} * S^{\frac{1}{2}}}{n}$$



Con el uso del software H canales; obtenemos:

$$Y \text{ min} = 0.0091 \text{ m}$$

$$Y \text{ max} = 0.0175 \text{ m}$$

Con el uso del software H canales; obtenemos:

$$V \text{ min} = 0.2941 \text{ m/s}$$

$$V \text{ max} = 0.4481 \text{ m/s}$$

### CALCULO DE LA PERDIDA DE CARGA EN LA TRANSICION

$$H_f = \frac{0.1 * (V_{\text{max}} - V_0)^2}{2 * g}$$

$$H_f = 0.00012 \text{ m}$$

CALCULO DEL DESNIVEL ENTRE LA TUBERIA DEL EMISOR Y EL CANAL Z

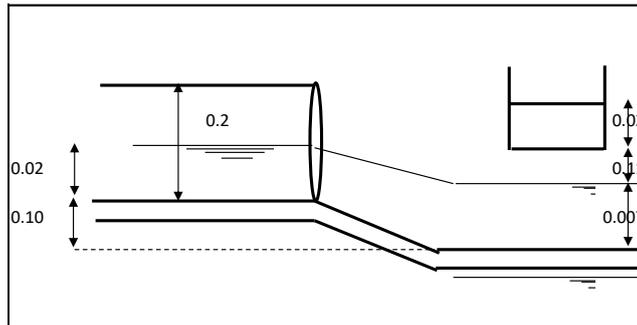
$$\Delta Z = E_1 - E_2 - H_f$$

$$\Delta Z = \frac{(V_{emisor}^2 + Y_{emisor})}{2g} - \frac{(V_o^2 + Y_{canal})}{2g} - H_f$$

$$\Delta Z = 0.0022 \text{ m} \quad \text{COMO MINIMO}$$

Consideraremos en este caso para que no se de represamiento:

$$\Delta Z = 0.10 \text{ m}$$



Borde libre

0.2 m

VERTEDERO DE SALIDA

$$Q = 1,838 * L * H^{3/2}$$

$$L = 0.30 \text{ m}$$

$$H = 0.02 \text{ m}$$

## 4.9 Diseño hidráulico del Tanque Séptico

Por la población de diseño del sistema de alcantarillado, se va a considerar dos Tanques sépticos

El diseño de tanque séptico se ha realizado tomando el cuenta la Norma IS.020 del RNE

DISEÑO DE TANQUE SÉPTICO

a) Población de Diseño

$$q_1 = 80 \text{ litros/hab.dia}$$

$$P_1 = 266 \text{ personas}$$

b) Institucion educativa

$$q_2 = 15 \text{ litros/hab.dia}$$

$$P_2 = 0 \text{ alumnos primaria e inicial}$$

$$q_3 = 20 \text{ litros/hab.dia}$$

$$P_3 = 0 \text{ alumnos secundaria}$$

Caudal Promedio  
Poblacion Total Servida

$$q = 64 \text{ litros/hab.dia}$$

$$P = 266 \text{ personas}$$

1) Periodo de retencion hidraulica (IS. 020 - 6.2)

El período de retención hidráulico en los tanques sépticos será estimado mediante la siguiente fórmula:

$$PR = 1,5 - 0,3 \cdot \log(P \cdot q)$$

donde :

PR = Tiempo promedio de retención hidráulica, en días  
 P = Población Servida  
 q = Caudal de aporte unitario de aguas residuales, Lt/hab.día.  
 El tiempo mínimo de retención hidráulico será de 6 horas.

$$PR = 0.23 \text{ días} = 6 \text{ horas}$$

2) Volumen del tanque séptico (IS. 020 - 6.3)

a) Volumen de sedimentacion (Vs)

$$V_s = 10^{-3} \cdot (P \cdot q) \cdot PR$$

$$P = 260 \text{ personas}$$

$$q = 64 \text{ litros/hab.dia}$$

$$PR \text{ calculado} = 0.23 \text{ días}$$

$$PR \text{ asumido} = 0.25 \text{ días}$$

!OK!

$$V_s = 4.16 \text{ m}^3$$

b) Volumen de digestion y Almacenamiento de lodos (Vd)

$$V_d = ta \cdot 10^{-3} \cdot P \cdot N$$

donde,

N: Es el intervalo deseado entre operaciones sucesivas de remoción de lodos, expresado en años.  
 El tiempo mínimo de remoción de lodos es de 1 año.

ta: Tasa de acumulación de lodos expresada en L/hab.año. Su valor se ajusta a la siguiente tabla.

Intervalo de Limpieza del tanque septico (años)	ta (L/h.año)		
	T ≤ 10° C	10 < T ≤ 20° C	T > 20° C
1	94	65	57
2	134	105	97
3	174	145	137

Se considerará un intervalo "N" de 1 años, con el cual se obtiene de la tabla anterior el valor de "ta"

$$N = 1 \text{ años}$$

$$ta = 57 \text{ litros/hab.año}$$

$$P = 260 \text{ personas}$$

Con los datos anteriores se obtiene el Vd

$$V_d = 14.82 \text{ m}^3$$

c) Volumen de natas tomado de la norma IS 0.20 - 6.4

$$V \text{ natas} = 0.70 \text{ m}^3$$

d) VOLUMEN TOTAL

$$V_t = V_s + V_d + V_{natas} = 19.68 \text{ m}^3$$

Se adopta como volumen total

$$V_t = 19.70 \text{ m}^3$$

!OK!

3) Profundidad del tanque séptico (IS. 020 - 6.4)

Se consideraran las siguientes medidas de profundidad establecidas:

a) Espacio libre  $H_L = 0.40 \text{ m}$

b) Espacio de seguridad =  $0.50 \text{ m}$

Considerando el siguiente dimensionamiento rectangular para el tanque séptico:

Relacion L/A :  $3$

Ancho =  $2.00 \text{ m}$       **Aumentar**

Largo =  $6.00 \text{ m}$

Área (A) =  $12.000 \text{ m}^2$

c) Profundidad máxima de espuma sumergida

**6.4.1. Profundidad máxima de espuma sumergida ( $H_e$ )**

Se debe considerar un volumen de almacenamiento de natas y espumas, la profundidad máxima de espuma sumergida ( $H_e$ , en m) es una función del área superficial del tanque séptico (A, en  $\text{m}^2$ ) y se calcula mediante la ecuación.

$$H_e = \frac{0.7}{A}$$

donde,

A : Área superficial del tanque séptico, en  $\text{m}^2$

$$A = 12.000 \text{ m}^2$$

Hallando el valor de  $H_e$  se obtiene:

$$H_e = 0.06 \text{ m}$$

d) Profundidad libre de espuma sumergida ( $H_{es}$ )

$$H_{es} = 0.10 \text{ m}$$

e) Profundidad libre de lodo ( $H_o$ )

**6.4.4.** La profundidad libre de lodo es la distancia entre la parte superior de la capa de lodo y el nivel inferior de la Tee o cortina del dispositivo de salida, su valor ( $H_o$ , en m) se relaciona con el área superficial del tanque séptico y se calcula mediante la fórmula:

$$H_o = 0.82 - 0.26 \times A$$

$$H_o = 0.30 \text{ m}$$

f) Profundidad de para la sedimentación

$$H_s = \frac{V_s}{A}$$

Donde:

A : Área superficial del tanque séptico

$V_s$  : Volumen de sedimentación

El valor del volumen de sedimentación  $V_s$  se calculó en el ítem 2) a)

$$V_s = 4.16 \text{ m}^3$$

$$A = 12.000 \text{ m}^2$$

Hallando el valor de Hs se obtiene:

$$H_s = 0.35 \text{ m}$$

g) Profundidad del espacio libre ( $H_l$ )

$$H_l = 0.35 \text{ m}$$

h) Profundidad de digestión y almacenamiento ( $H_d$ )

$$H_d = V_d/A$$

El valor del volumen de digestión y almacenamiento  $V_d$  se calculó en el ítem 2) b)

$$V_d = 14.82 \text{ m}^3$$

$$A = 12.000 \text{ m}^2$$

Hallando el valor de  $H_d$  se obtiene:

$$H_d = 1.24 \text{ m}$$

i) Profundidad total efectiva

La profundidad total efectiva resulta de la suma de  $H_e + H_l + H_d +$  Espacio de seguridad

$$H_{\text{total efectiva}} = 2.14 \text{ m}$$

Se adopta una

$$H_{\text{total efectiva}} = 2.20 \text{ m}$$

j) Profundidad total del Tanque séptico

$$H_{\text{total}} = 2.60 \text{ m}$$

4) Dimensiones del tanque séptico 1 sola cámara

Se adoptará 1 cámara con las siguientes medidas

$$\text{Largo} = 6.00 \text{ m}$$

$$\text{Ancho} = 2.00 \text{ m}$$

$$\text{Profundidad} = 2.60 \text{ m}$$

5) Dimensiones del tanque séptico 2 cámaras

$$\text{Número de cámaras} = 2 \text{ cámaras}$$

$$\text{capacidad de la primera cámara} = 1/2$$

$$\text{capacidad de la segunda cámara} = 1/2$$

Cámara 01:

$$\text{Largo} = 3.00 \text{ m}$$

$$\text{Ancho} = 2.00 \text{ m}$$

$$\text{Profundidad} = 2.60 \text{ m}$$

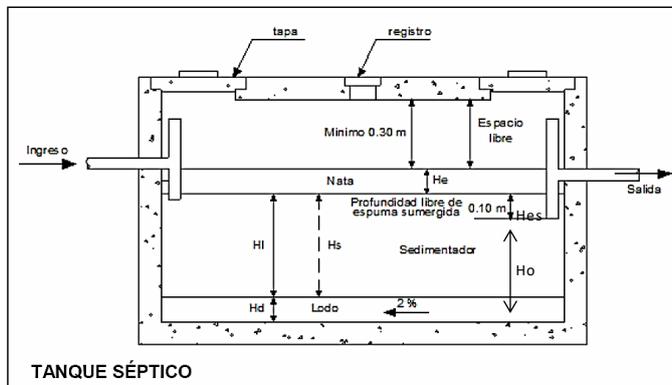
Cámara 02:

$$\text{Largo} = 3.00 \text{ m}$$

$$\text{Ancho} = 2.00 \text{ m}$$

$$\text{Profundidad} = 2.60 \text{ m}$$

Teniendo en cuenta los resultados para el presente proyecto se trabajara con 2 cámaras



Clasificación de los terrenos según resultados de prueba de percolación

Clase de Terreno	Tiempo de Infiltración
Rápidos	de 0 a 4 minutos
Medios	de 4 a 8 minutos
Lentos	de 8 a 12 minutos

Tiempos mayores de 12 minutos no se considerarán aptos para la disposición con tanques sépticos

Distancia mínima al sistema de tratamiento

TIPO DE SISTEMAS	DISTANCIA MÍNIMA EN METROS			
	Pozo de agua	Tubería de agua	Curso superficial	Vivienda
Tanque séptico	15	3	-	-
Campo de percolación	25	15	10	6
Pozo de absorción	25	10	15	6

El tanque séptico y el campo de percolación estarán ubicados aguas abajo de la captación de agua, cuando se trate de pozos cuyos niveles estáticos estén a menos de 15 m de profundidad.

## 4.10 Diseño hidráulico del Pozo de Absorción

### 1.- Características:

#### a) Tipo de Terreno

De acuerdo al test de percolación se ha determinado que el tiempo de infiltración para el descenso de 1 cm es de **10** minutos en promedio, por lo que está calificado dentro de la norma como suelo apto para hacer uso del pozo de percolador (I.S. 020 – 7.1.1.)

Tiempos mayores de 12 minutos no se considerarán aptos para la disposición con tanques sépticos

#### Clasificación de los terrenos según resultados de prueba de percolación

Clase de Terreno	Tiempo de Infiltración para el
Rápidos	de 0 a 4 minutos
Medios	de 4 a 8 minutos
Lentos	de 8 a 12 minutos

Tiempo de Infiltración para 1 cm = **10 min**

Tipo del terreno = Lentos

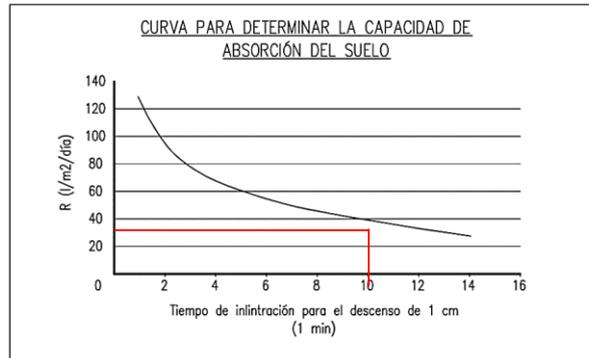
#### b) Distancia mínima al sistema de tratamiento

TIPO DE SISTEMAS	DISTANCIA MÍNIMA EN METROS			
	Pozo de agua	Tubería de agua	Curso superficial	Vivienda
Tanque séptico	15	3	-	-
Campo de percolación	25	15	10	6
Pozo de absorción	25	10	15	6

El tanque séptico y el campo de percolación estarán ubicados aguas abajo de la captación de agua, cuando se trate de pozos cuyos niveles estáticos estén a menos de 15 m de profundidad.

**c) Coeficiente de Infiltración (R) en l/m<sup>2</sup>/día:**

Con el dato del tiempo de infiltración en minutos se va a la curva y se obtiene el valor del Coeficiente de Infiltración ( R )



Según la curva siguiente la capacidad de absorción del suelo (R) es de:

$$R = 39.39 \text{ l/m}^2/\text{día}$$

**2.- DISEÑO DEL POZO DE PERCOLACION**

**2.1.- Caudal promedio del efluente (Q) en l/día:**

Por lo tanto se obtiene el caudal promedio siguiente:

**a) Población de Diseño**

q1 = 120 litros/hab.día

P1 = 130 personas

**b) Institucion educativa**

q2 = 15 litros/hab.día

P2 = 0 alumnos primaria e inicial

q2 = 20 litros/hab.día

P2 = 0 alumnos secundaria

q = 96 litros/hab.día

p = 130 personas

Se considera un 60% del caudal efluente para los calculos del diseño del pozo de percolacion

$$Q = 7488 \text{ l/día}$$

**2.2- Hallando el Area de absorción Total (A) en m<sup>2</sup>:**

$$A = Q/R$$

$$A = 190.08 \text{ m}^2$$

**2.3- Dimensionamiento de cada Pozo de Percolacion**

**a) Altura Util (Hu)**

Area de absorcion Parcial por pozo de percolación :

Numero de pozos de percolacion = 7 unidades

¡OK!

Area por pozo de percolacion = 27.15 m<sup>2</sup>

Considerando el siguiente dimensionamiento para el pozo de percolacion, asemejandolo a un cilindro

Radio Interior (r) = 1.25 m

Espesor de muros (e) = 0.25 m

Altura Util calculada(Hu)= 2.90 m

Hallando el valor de H util, para lo cual el área de absorcion debe ser igual al area lateral del cilindro sin considerar la zona del fondo

$$\text{Se adoptará } H_u = 2.90 \text{ m}$$

$$\text{Area lateral externa} = 27.33 \text{ m}^2$$

$$\text{Diferencia de areas} = 0.18 \text{ m}^2$$

**b) Altura de Tubería de Ingreso (D)**

$$\text{Diámetro de Tubería} = 0.10 \text{ m}$$

**c) Altura entre nivel de agua y nivel de ingreso (Hd)**

$$\text{Altura del accesorio (codo 90°)} = 0.09 \text{ m}$$

$$\text{nivel libre de descarga} = 0.10 \text{ m}$$

$$H_d = 0.20 \text{ m}$$

**d) Altura de Borde Libre mínima (HI)**

$$H_I = 0.30 \text{ m}$$

**e) Relleno de Grava del pozo percolador**

$$\text{Diámetro de Grava} = 2'' - 3''$$

**f) Dimensiones de cada Pozo de Percolacion**

$$\text{Numero de pozos de percolación} = 7 \text{ unidades}$$

$$\text{Relleno de Grava del pozo percolador} = 2'' - 3''$$

$$\text{Separacion entre pozos percoladores} = 6.00 \text{ m}$$

Se adoptará para cada pozo de percolación:

$$\text{Radio Interior} = 1.25 \text{ m}$$

$$\text{Profundidad} = 3.50 \text{ m}$$

## 4.11 Diseño hidráulico del Lecho de Secado de Lodos

**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/lit.

Q : Caudal promedio de las aguas residuales

A nivel del proyecto se puede estimar la carga en función de la contribución per cápita de sólidos en suspensión, de la siguiente manera

$$C = \text{Población} * \text{Contribución Percápita (grSS/hab*día)} / 1000$$

Donde:

Contribución per cápita promedio : 90 gr.SS/(hab\*día)

Población : 130 hab

$$C = 11.7 \text{ Kg. SS/día}$$

**Masa de Sólidos que conforman los lodos (Msd, en Kg.SS/día)**

$$Msd = (0,5 * 0,7 * 0,5 * C) + (0,5 * 0,3 * C)$$

$$Msd = 3.8025 \text{ Kg.SS/día}$$

**Volumen diario de lodos digeridos (Vld. En Lt/día)**

$$Vld = Msd / (r_{lodo} * (\% \text{solidos} / 100))$$

Donde:

r<sub>lodo</sub> = 1.04 Kg/lit

% Sólidos = 8 - 12 %

10

$$Vld = 36.56 \text{ Lt/día}$$

**Volumen de lodo a extraerse del tanque (Vle, m<sup>3</sup>)**

$$Vle = \frac{Vld * Td}{1000} \text{ m}^3$$

Donde :  
Td : 67 Tiempo de digestión en días ver tablas

$$Vle = 2.45 \text{ m}^3$$

**Area del lecho de secado (m<sup>2</sup>)**

$$A = \frac{Vle}{Ha} \text{ m}^2$$

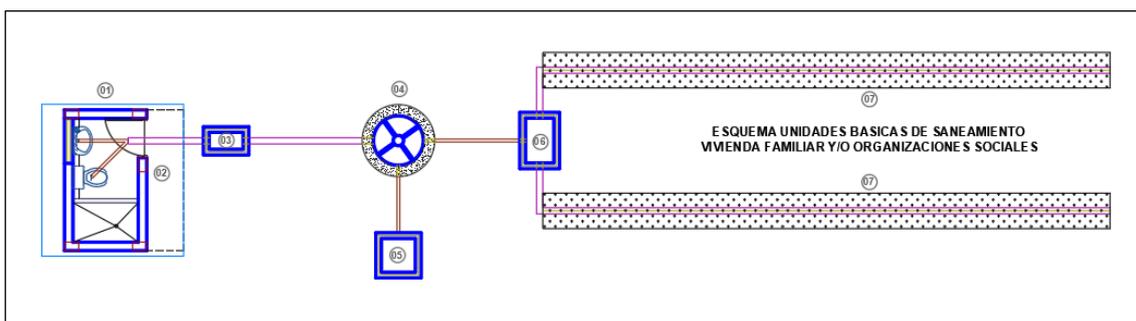
Donde :  
Ha : 0.20 - 0.40 m Altura de aplicación  
Ha : 0.4 m  
N° de lechos de : = 1 und  
**Atotal = 6.12 m<sup>2</sup>**  
**A cada lecho sec. = 6.12**

$$a = 2.04 \text{ m}$$
$$b = 3.00 \text{ m}$$
$$A = 6.12 \text{ m}^2$$

VALORES REDONDEADO a= 2 m  
b= 3 m  
CANTIDAD = 1 und

**4.12 Sistema UBS con arrastre hidráulico sistema sanitario**

**Figura 04 : Sistema UBS con arrastre hidráulico**



## **CAPÍTULO V: DISCUSION DE RESULTADOS**

### **5.1 Discusión de resultados**

5.1.1 El levantamiento del área del proyecto de la localidad de la Lima es importante por lo que nos permite conocer los desniveles del terreno que son esenciales para el diseño de las estructuras y determinar el diagrama de presiones de diseño, ubicación de obras de arte y captación, reservorio de agua trazos de las líneas de conducción de agua potable y ubicación de las UBS.

5.1.2 El periodo de Diseño es de 20 años tanto para el abastecimiento de agua potable y alcantarillado es decir que el suministro de abastecimiento de agua y alcantarillado será por un periodo de 20 años.

Que se debe corroborar mediante un aforo durante el periodo de estiaje de tal modo que se pueda garantizar el abastecimiento de agua potable.

5.1.3 Los cálculos de demanda para el abastecimiento de agua potable y alcantarillado se han diseñado con un periodo de 20 años, teniendo como resultado los Parámetros de diseño determinado como caudal promedio máximo diario, y máximo horario con ello nos resulta el diámetro de las tuberías, volumen de reservorios, ubicación de cámaras y caja de válvulas.

## **CAPÍTULO VI: CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES**

### **6.1 Conclusiones**

6.1 Se realizó el levantamiento topográfico en la localidad la Lima, ubicado en el Distrito de Querocoto, de la Provincia de Chota, en el Departamento de la Libertad, ubicado entre la cota 2000 a 2400 m.s.n.m, considerando B.M. y las coordenadas respectivas se obtuvieron con GPS, Eclímetro y Teodolito Electrónico, obteniendo el plano topográfico para el diseño de agua y alcantarillado.

6.2 Se realizó el aforo en dos puntos para la captación de ladera empleándose el Método Volumétrico, obteniendo en la captación 1 un caudal de aforo de 2.84 l/s y en la captación 2 un caudal de 2.55 l/s, siendo suficiente según la demanda de agua.

6.3 Se realizó el diseño hidráulico de las estructuras del sistema de abastecimiento

de agua potable:

6.3.1 Diseño de la captación de ladera de la captación 1 para un caudal máximo diario  $Q=0.519$  l/s , resultados las siguientes dimensiones para a cámara húmeda:  $L=0.70$ m,  $B= 0.90$  m y  $H=0.90$  m y diámetro de rebose y limpieza de 2"; para la captación 2 para un caudal máximo diario  $Q=0.851$  l/s , resultados las siguientes dimensiones para a cámara húmeda:  $L=0.70$ m,  $B= 0.90$  m y  $H=0.90$  m y diámetro de rebose y limpieza de 2".

6.3.2 Se realizó el Diseño hidráulico de la línea de conducción para los dos sectores de la localidad La Lima considerando el 20% de perdidas; también se diseñó su cámara rompe presión Tipo 6::

Sector 1

Línea de conducción 1:

N° de viviendas 58

Dotación: 80 l/hab/día

Periodo de diseño 20 años

Coefficientes de variación diaria y horaria :  $K1=1.3$  y  $K2 2:0$

Población futura  $Pf =432$  hab

Caudal  $Q_{md}=0.62$  l/s con diámetros de 1" y con velocidad de 0.914 m/s

Sector 2

Línea de conducción 2:

N° de viviendas 95

Dotación: 80 l/hab/día

Periodo de diseño 20 años

Coefficientes de variación diaria y horaria :  $K1=1.3$  y  $K2 2:0$

Población futura  $Pf =707$  hab

Caudal máximo diario  $Q_{md}= 1.02$  l/s de diámetro de 1 ½", y con velocidad de 0.659 m/s. En ambos casos cumple la velocidad mínima de 0.6 m/s y velocidad máxima de 5 m/s y con presiones menor de 50 m.c.a para una clase de tubería PVC C-7.5.

6.3.3 Se realizo el diseño hidráulico del reservorio apoyado, obteniendo un volumen de 10 m<sup>3</sup> y 20 m<sup>3</sup> para de capacidad de reservorio para cada sector respectivamente

6.3.4 Se realizado el Diseño hidráulico de la línea de aducción, red de

distribución y cámara rompe presión tipo 7, para los dos sectores:

Sector 1: con  $Q_{mh} = 0.96$  l/s tubería de PVC de diámetro de  $\frac{3}{4}$ ” (22.90 mm) con presiones menores de 50 m.c.a. para una clase de tubería PVC C-7.5.

Sector 2: con  $Q_{mh} = 1.57$  l/s tubería de PVC de diámetro de  $\frac{3}{4}$ ” (22.90 mm) y de diámetro 1” (25.4 mm) y con presiones menores de 50 m.c.a. para una clase de tubería PVC C-7.5.

6.3.5 Se realizó el diseño Hidráulico del sistema de alcantarillado para un sector según la topografía adecuada para un sistema tradicional considerando buzones, colectores y emisor, considerando solo 84 lotes, caudal de diseño 80% del caudal máximo diario y el caudal de infiltración de 0.05 l/s. km, de acuerdo al RNE:

$Q_d = 1.216$  l/s, pero asumiendo el caudal mínimo de  $Q = 1.50$  l/s considerando el cumpliendo para el arrase hidráulico el criterio de la fuerza tractiva mayor que 1.

6.3.6 Se realizó el diaño de la planta de tratamiento de aguas residuales considerando una cámara de rejillas, 2 tanque séptico, pozo de absorción y lecho de secado.

6.3.7 Se realizó el planteamiento del sistema UBS en viviendas alejadas para un total de 69 viviendas.

6.3.8 Se concluye que con la cristalización del proyecto se contribuirá a la mejora de la calidad de vida de los beneficiarios de la localidad de la Lima del Distrito de Querocoto contribuyendo al cierre de la brecha de infraestructura del servicio de saneamiento básico mitigando la desigualdad social urbano rural

## **CAPÍTULO VII: RECOMENDACIONES**

- Realizar el estudio de Mecánica de suelos, que es fundamental para el diseño estructural del reservorio.
- Realizar un estudio hidrológico en los puntos de captación de ladera para asegurar el abasteciendo de agua potable en los meses de agosto a noviembre, a pesar que los pobladores aseguran que estas fuentes todo el año afloramiento de agua.

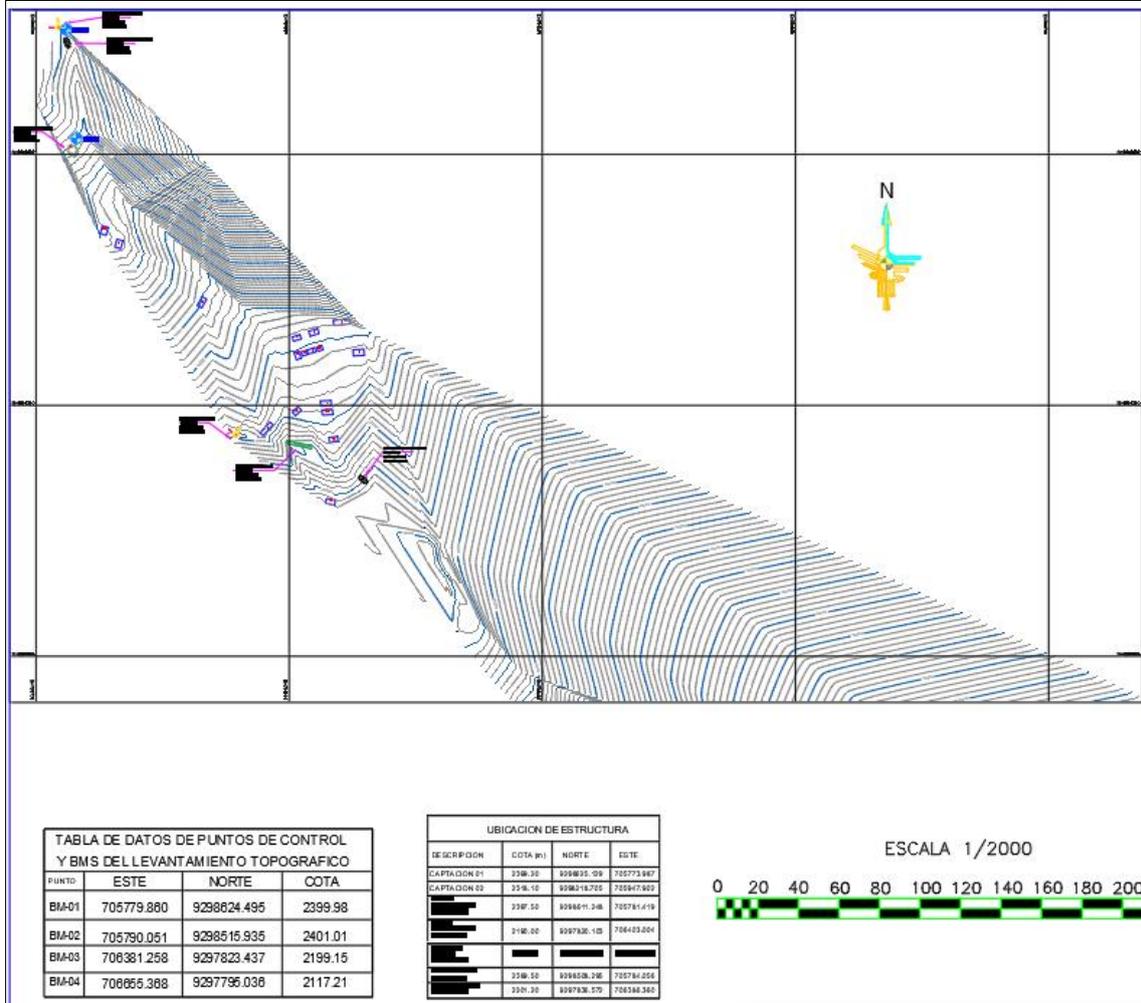
- Realizar durante la ejecución del proyecto el proceso de operación y mantenimiento de las UBS de cada vivienda, así como la hipo cloración del agua en el reservorio

## REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS.

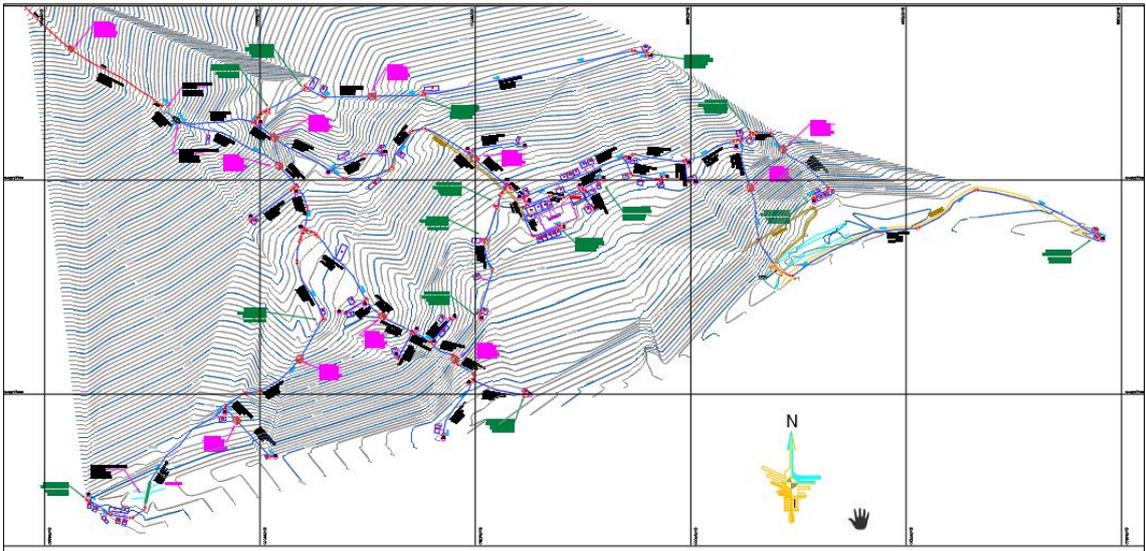
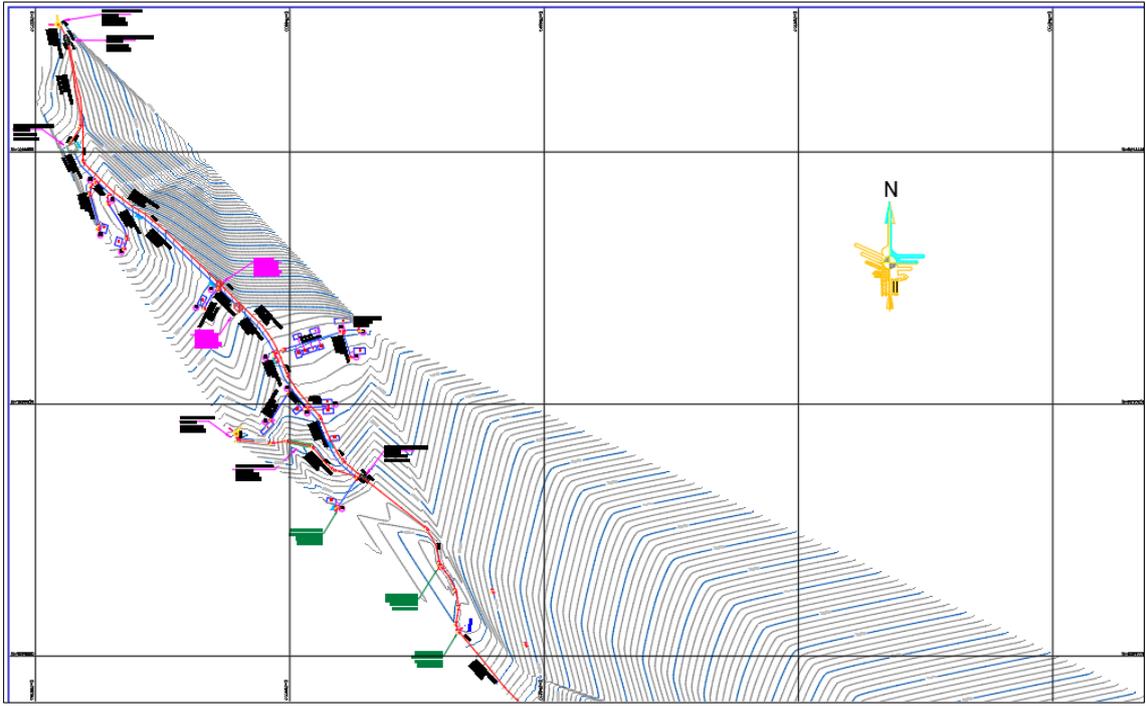
- Agüero, R.(2006). Agua Potable Para Poblaciones Rurales. Lima: Asociación Servicios Educativos Rurales.
- Apaza H. (1980). Redes de Abastecimiento de Agua. 2ª edición, Lima.
- Arocha, S.(1978). Abastecimientos de Agua Teoría y Diseño. Venezuela: Ediciones Vega.
- Azevedo, J.(1976). Manual de Hidráulica. México: Editorial Harla.
- Conde R. (1989). Método y Cálculo Topográfico. 3ª edición, Lima - Perú
- Dirección Regional de Salud Ambiental (DIGESA). Consideraciones básicas de diseño de infraestructura sanitaria. Norma OS. 100.Perú.
- DURALON (2005). Criterios de Diseño para Redes de Agua Potable Empleando tubería de PVC. México: Productos Nacobre.
- FONCODES (2004). Parámetros de Diseño de Infraestructura de Agua y Saneamiento para Centros Poblados Rurales. Gobierno del Perú.
- García R. (2000). Abastecimiento de Agua Potable y Alcantarillado del Sector T-2 Barrio 4-5 del AA.HH. Alto Trujillo. El Porvenir.
- García, E. (2009). Manual de Proyectos de Agua Potable en Poblaciones Rurales. Lima: Fondo Perú-Alemania.
- Gordon M. Geyer J. (1990). Abastecimiento de Agua y Remoción de Aguas Residuales. 2ª Ed. México. Editorial Mexicana.
- Hernández, S. R., Fernández, C.C. y Baptista, L. P. (2014). Metodología de la Investigación. México: Mc Graw Hill.
- Jiménez T. (2006). Manual Para El Diseño de Sistemas de Agua Potable.
- Juárez, B. (1997). Mecánica de Suelos Tomo I. Perú: Limusa.
- López A. (2001) Abastecimiento de agua Potable y disposición y eliminación de excretas. Instituto Politécnico Nacional. México.
- Mataix. C.(1998). Mecánica de Fluidos y Máquinas Hidráulicas. México: Harla.
- Ministerio de Salud (1994). Abastecimiento de Agua y Saneamiento para Poblaciones Rurales y Urbano Marginales. Perú.
- Reglamento Nacional de Edificaciones (2019). Redes de Distribución de Agua para Consumo Humano – Norma OS. 050.Perú: Editorial Lima.
- Saldarriaga, J. (2007). Hidráulica de Tuberías: Abastecimiento de Agua, Redes y Riegos. Colombia: Alfa Omega

# ANEXO

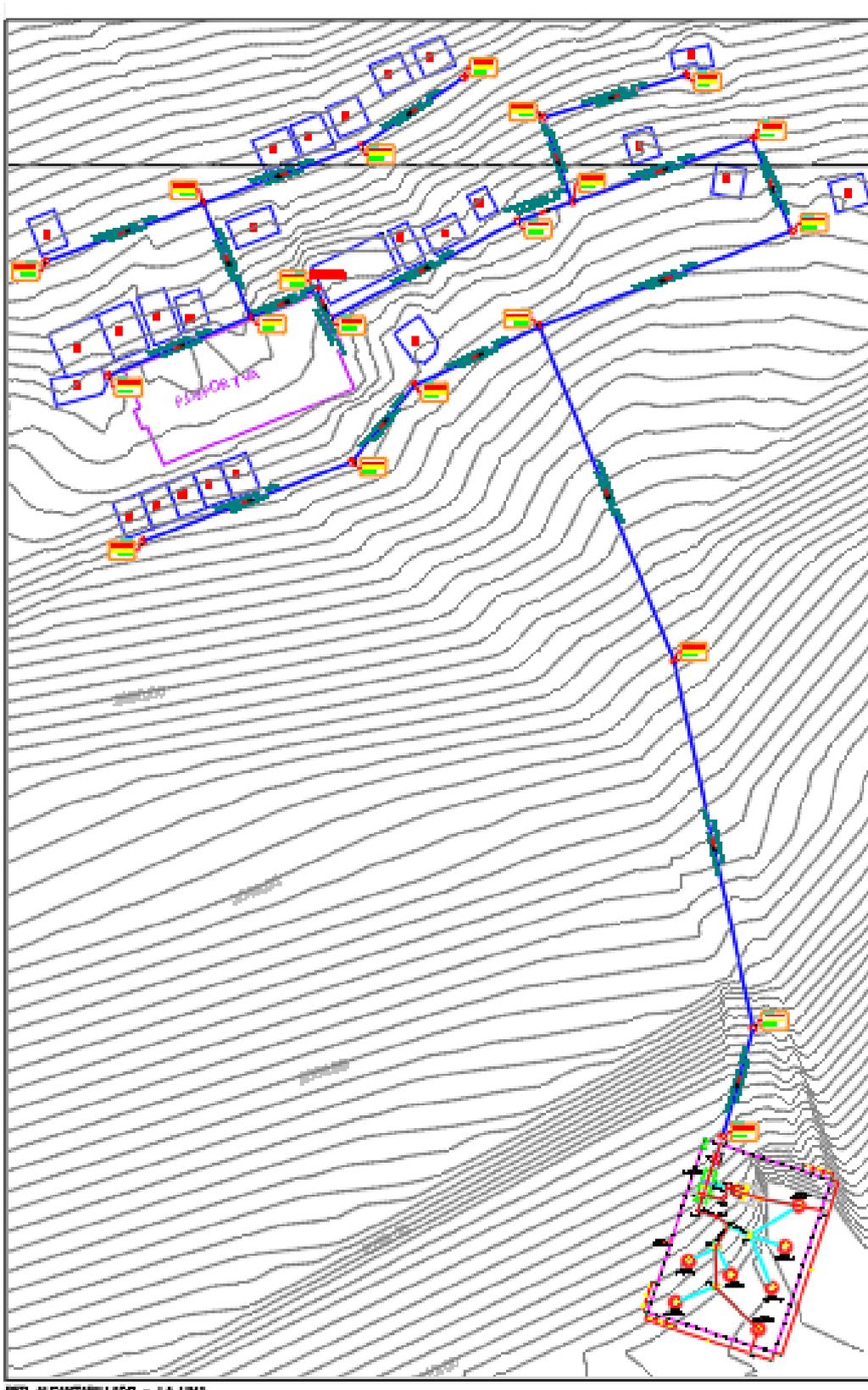
## Anexo 1: Planos



Plano topográfico



Plano de línea conducción y red de distribución



Plano de la red de alcantarillado

## Anexo 2: Panel Fotográfico

Cambios de estaciones en el proceso de levantamiento topográfico



Vista del caserío – levantamiento de línea de conducción



levantamiento de líneas de distribución



Extracción de muestra y realizando aforo

