



**UNIVERSIDAD DEL AZUAY  
DEPARTAMENTO DE POSGRADOS  
MAESTRÍA EN HIDROSANITARIA**

**EVALUACION DE CAPACIDAD Y DISEÑO DE LA NUEVA  
CAPTACIÓN Y CONDUCCIÓN PARA EL SISTEMA DE AGUA  
POTABLE DE NERO**

**Trabajo previo a la obtención del título de:**

**MASTER EN HIDROSANITARIA**

**Autores:**

Andrés Gonzalo Ávila Ortiz

Gilberto Boanerges Ortiz Correa

**Director:**

Josué Bernardo Larriva Vásquez

**Cuenca - Ecuador 2025**

## INDICE DE CONTENIDO

<b>AGRADECIMIENTOS .....</b>	<b>ix</b>
<b>RESUMEN .....</b>	<b>xi</b>
<b>ABSTRACT .....</b>	<b>xi</b>
<b>INTRODUCCION .....</b>	<b>1</b>
<b>ANTECEDENTES .....</b>	<b>1</b>
<b>OBJETIVOS .....</b>	<b>3</b>
<b>Objetivo General.....</b>	<b>3</b>
<b>Objetivos Específicos.....</b>	<b>3</b>
<b>ALCANCE .....</b>	<b>3</b>
<b>1. RECOPIACION DE INFORMACION.....</b>	<b>4</b>
<b>1.1. Características socio económicas en el área del proyecto. ....</b>	<b>4</b>
1.1.1. Población. ....	4
1.1.2. Actividad Económica. ....	4
1.1.3. Grupo de Actividad .....	5
1.1.4. Categoría de Ocupacional.....	5
1.1.5. Tipo de Abastecimiento de Agua. ....	6
1.1.5.1. Nivel de Servicio. ....	6
1.1.5.2. Agua para beber.....	7
1.1.5.3. Poseen duchas en el hogar. ....	7
1.1.6. Eliminación de Excretas. ....	8
1.1.7. Enfermedades relacionadas con el agua. ....	8
1.1.8. Disposición de basura.....	9
<b>1.2. Características generales de la zona del proyecto. ....</b>	<b>9</b>
1.2.1. Clima de la zona del proyecto. ....	9

1.2.1.1.	Temperatura.....	9
1.2.1.2.	Precipitación.....	10
<b>2.</b>	<b>DEFINICIÓN DE CRITERIOS Y PARAMETROS DE DISEÑO.....</b>	<b>11</b>
<b>2.1.</b>	<b>Delimitación del Área de Servicio .....</b>	<b>11</b>
<b>2.2.</b>	<b>Población de Diseño.....</b>	<b>12</b>
2.2.1.	Análisis de Información.....	12
2.2.1.1.	Censos de población y vivienda del INEC.....	12
2.2.1.2.	Catastro de usuarios del Proyecto NERO.....	13
2.2.1.3.	Población de Diseño.....	16
<b>2.3.</b>	<b>Dotación de Agua.....</b>	<b>16</b>
<b>2.4.</b>	<b>Periodo de Diseño.....</b>	<b>17</b>
<b>2.5.</b>	<b>Índice de Pérdidas.....</b>	<b>19</b>
<b>2.6.</b>	<b>Pérdidas De Carga.....</b>	<b>19</b>
2.6.1.	Pérdidas de Carga Unitaria.....	19
<b>2.7.</b>	<b>Presiones.....</b>	<b>20</b>
2.7.1.	Presiones en Redes de Distribución.....	20
2.7.2.	Presiones en conducciones.....	21
<b>2.8.</b>	<b>Velocidades.....</b>	<b>21</b>
2.8.1.	Velocidades en redes de distribución.....	21
2.8.1.1.	Velocidad Máxima admisible.....	21
2.8.2.	Velocidad mínima admisible.....	21
<b>2.9.</b>	<b>Volúmenes de almacenamiento.....</b>	<b>22</b>
2.9.1.	Volumen de regulación.....	22
2.9.2.	Volumen de protección contra incendios.....	22
2.9.3.	Volumen de Emergencia.....	22
<b>3.</b>	<b>CAUDALES DE DISEÑO.....</b>	<b>23</b>

3.1.1.	Factores de Consumo Máximo Diario y Máximo Horario.....	23
3.1.2.	Caudal Medio Diario .....	23
3.1.3.	Caudal Máximo Diario .....	23
3.1.4.	Caudal Máximo Horario.....	24
3.1.5.	Caudales de Diseño para estructuras .....	24
<b>3.2.</b>	<b>Demanda del sistema.....</b>	<b>24</b>
<b>4.</b>	<b>OFERTA DEL SISTEMA.....</b>	<b>25</b>
4.1.	Fuentes de Abastecimiento. ....	25
4.2.	Conducción de Agua Cruda.....	26
4.3.	Planta de Tratamiento de Agua Potable.....	27
4.4.	Tanques de Reserva.....	28
<b>5.</b>	<b>ANÁLISIS DE OFERTA Y DEMANDA DEL SISTEMA. ....</b>	<b>29</b>
<b>6.</b>	<b>DISEÑOS DE MEJORAS DEL SISTEMA.....</b>	<b>30</b>
6.1.	Fuente de Abastecimiento .....	30
6.2.	Ubicación de la Planta de tratamiento de Agua Potable.....	32
6.3.	Diseño de la Captación de Agua Cruda.....	33
6.3.1.	Criterios de Diseño. ....	34
6.3.2.	Ubicación de la Captación.....	35
6.3.3.	Diseño de la captación con rejilla de fondo.....	35
6.3.3.1.	Diseño de la Pantalla. ....	36
6.3.3.2.	Diseño de la rejilla de fondo.....	36
6.4.	Diseño del Desarenador y Desripador. ....	38
6.4.1.	Criterios y Parámetros de Diseño .....	39
6.5.	Diseño de la Conducción. ....	43
6.5.1.	Pérdidas por fricción.....	44

6.5.2.	Pérdidas en accesorios.....	45
6.5.3.	Accesorios en líneas de conducción.....	46
6.5.3.1.	Válvulas de aire.....	46
6.5.3.1.1.	Dimensionamiento.....	47
6.5.3.1.2.	Válvulas de Purga.....	49
<b>6.6.</b>	<b>Análisis de Transientes Hidráulicos.....</b>	<b>51</b>
6.6.1.	Definición de Fenómeno Transitorio.....	51
6.6.2.	Ecuaciones de fluidos en régimen dinámico.....	51
6.6.2.1.	Teoría Elástica.....	53
6.6.2.2.	Velocidad de propagación de la onda de presión (celeridad).....	53
6.6.2.3.	Pulso de Joukowsky.....	55
6.6.2.4.	Tiempo de cierre y propagación de onda.....	55
6.6.2.5.	Transmisión y reflexión de las ondas de presión.....	57
6.6.2.6.	Separación de la columna líquida en transitorios.....	59
6.6.2.7.	Características de la operación de una válvula.....	60
6.6.2.8.	Accesorios para minimizar golpe de ariete.....	61
6.6.3.	Modelo Hidráulico.....	61
6.6.3.1.	Condición inicial.....	63
6.6.3.2.	Tiempo Crítico para cierre de Válvulas.....	64
6.6.3.3.	Cerrado rápido de la válvula de llegada a PTAP.....	66
6.6.3.4.	Rotura en la línea.....	68
6.6.4.	Diseño de Anclajes.....	68
6.6.4.1.	Diseño de Anclajes.....	68
6.6.4.2.	Empuje Hidráulico.....	69
6.6.4.3.	Área de Anclajes.....	70
6.6.4.4.	Resistencia del Anclaje.....	70
6.6.4.5.	Resultados.....	71
	<b>CONCLUSIONES.....</b>	<b>72</b>
	<b>RECOMENDACIONES.....</b>	<b>73</b>

## INDICE DE FIGURAS

Figura 1.	Distribución de Población. ....	4
Figura 2.	Actividades Económicas en el área del proyecto. ....	5
Figura 3.	Grupo de Actividad. ....	5
Figura 4.	Categoría Ocupacional. ....	6
Figura 5.	Abastecimiento de agua. ....	6
Figura 6.	Nivel de Servicio. ....	7
Figura 7.	Agua para beber. ....	7
Figura 8.	Poseen ducha. ....	7
Figura 9.	Eliminación de Excretas. ....	8
Figura 10.	Enfermedades relacionadas con el agua. ....	9
Figura 11.	Disposición de la Basura. ....	9
Figura 12.	Distribución Temporal de la Temperatura. ....	10
Figura 13.	Precipitaciones en la Ciudad de Cuenca. ....	10
Figura 14.	Área de Servicio del proyecto. ....	11
Figura 15.	Catastro de Usuarios de Proyecto NERO. ....	14
Figura 16.	Variación de velocidad versus pérdidas en las tuberías. ....	20
Figura 17.	Fuente de Abastecimiento del Proyecto NERO. ....	26
Figura 18.	Conducción de agua cruda del Proyecto NERO. ....	27
Figura 19.	Planta de Tratamiento de Agua Potable Proyecto NERO. ....	28
Figura 20.	Ubicación de alternativas de captación. ....	30
Figura 21.	Ubicación de planta de tratamiento de agua potable. ....	33
Figura 22.	Captación para el Proyecto. ....	38
Figura 23.	Zonas de un Desarenador. ....	39
Figura 24.	Desripiador y Desarenador. ....	43
Figura 25.	Condición Inicial para Análisis. ....	63
Figura 26.	Cierre Rápido de válvula $T_c=4$ s. ....	65

Figura 27.	Cierre Lento de válvula $T_c=36$ s. ....	66
Figura 28.	Modelo Hidráulico de la conducción con Cierre Rápido de válvula. 66	
Figura 29.	Modelo Hidráulico de la conducción con Cierre Lento de válvula.	67
Figura 30.	Modelo Hidráulico de la conducción con rotura de tubería. ....	68
Figura 31.	Resultante de fuerzas en accesorios.....	69
Figura 32.	Geometría de los anclajes .....	72

## INDICE DE TABLAS

Tabla 1.	Análisis de Población .....	4
Tabla 2.	Área de Servicio del Proyecto. ....	11
Tabla 3.	Población en el sector de estudio, según información censal.....	13
Tabla 4.	Población proyectada, en base a información censal .....	13
Tabla 5.	Población, Catastro de Usuarios.....	15
Tabla 6.	Población 2021, Catastro de Usuarios .....	15
Tabla 7.	Tasa de Crecimiento poblacional por quinquenios .....	15
Tabla 8.	Población de Diseño para sector del proyecto.....	16
Tabla 9.	Dotación recomendada por Norma CO 10.07 – 601A .....	17
Tabla 10.	Vida Útil sugerida para diferentes componentes de un sistema de agua potable. 18	
Tabla 11.	Valores para el coeficiente C, Norma CO 10.07-601.....	19
Tabla 12.	Velocidad máxima en tuberías para redes de distribución .....	21
Tabla 13.	Caudales de Diseño para estructuras hidráulicas.....	24
Tabla 14.	Demanda de Caudales .....	24
Tabla 15.	Caudales de diseño .....	25
Tabla 16.	Fuentes de Abastecimiento adjudicadas.....	25
Tabla 17.	Características de la conducción de agua cruda .....	26
Tabla 18.	Ubicación de la Planta de Tratamiento.....	27

Tabla 19.	Características de Tanques de Reserva.....	28
Tabla 20.	Déficit de Caudales en el Sistema de agua potable NERO .....	29
Tabla 21.	Alternativas para Captación.....	30
Tabla 22.	Alternativas para Captación.....	31
Tabla 23.	Ubicación de Planta de Tratamiento.....	32
Tabla 24.	Diseño de la Captación con rejilla de Fondo. ....	37
Tabla 25.	Viscosidad cinemática y grados del desarenador. ....	40
Tabla 26.	Diseño del desarenador.....	42
Tabla 27.	Valores para el coeficiente C, Norma CO 10.07-601.....	44
Tabla 28.	Valores K para diferentes accesorios.....	45
Tabla 29.	Porcentajes de acumulación de aire en puntos elevados de una conducción 48	
Tabla 30.	Dimensionamiento de válvulas de aire.....	49
Tabla 31.	Válvulas de aire para conducción.....	49
Tabla 32.	Módulo de Elasticidad.....	54
Tabla 33.	Tiempos de Ocurrencia.....	56
Tabla 34.	Valores adimensionales de S para válvulas.....	61
Tabla 35.	Tiempos de ocurrencia.....	65
Tabla 36.	Geometría de los anclajes.....	72

## **INDICE DE FOTOGRAFIAS**

Fotografía 1.	Ubicación de la Captación .....	35
Fotografía 2.	Pantalla propuesta para la captación .....	36

## **AGRADECIMIENTOS**

A Dios, por darme la capacidad, la fortaleza y la determinación necesaria para llegar hasta aquí. Su guía ha sido fundamental en cada paso de este proceso, y sin su apoyo divino, nada de esto habría sido posible.

A mis amados padres, Franklin Ávila y Jhaneth Ortiz, por su amor incondicional, por ser mi apoyo constante en todos los proyectos de mi vida. Gracias por darme la seguridad emocional que necesito y por ser mi mayor fuente de motivación. Siempre me han enseñado que, con esfuerzo y dedicación, no hay meta que no se pueda alcanzar.

A mi tío Gilberto Ortiz, por haber sido el primero en introducirme en el mundo de la ingeniería civil y ser el mástil que me ha guiado en este rumbo. Su constante apoyo, sabias recomendaciones y el ejemplo de su dedicación me ha servido como guía inquebrantable, ayudándome a mantener siempre el rumbo tanto en esta carrera como en la vida.

Al Ingeniero Vinicio Andrade, quien este año me enseñó que, antes de ser un buen ingeniero, es necesario ser una buena persona. Su ejemplo de humildad y profesionalismo me ha dejado una lección invaluable que siempre llevaré conmigo, no solo en mi carrera, sino también en mi vida personal.

A mi abuelita Noemí Correa, por ser las raíces que sustentan nuestra familia. Gracias por su sabiduría y por estar siempre presente con su consejo para que nunca me rinda. Sus palabras de aliento me han enseñado a ser un hombre de trabajo, recto y honesto en la vida.

A todos aquellos que, con su cariño y apoyo, han sido parte de este proceso. Este logro no es solo mío, sino también de cada uno de ustedes.

Andrés Gonzalo Ávila Ortiz.

Quiero agradecer a Dios por haberme llenado de bendiciones a lo largo de toda mi vida, de las cuales la salud y mi familia son lo más preciado que tengo.

A mi madre que siempre está a mi lado y con su infinito amor y comprensión ha sabido apoyarme, guiarme y motivarme para ser una persona de bien.

A mi sobrino Andrés que me motivo para emprender este nuevo reto que juntos lo tomamos y logramos culminarlo, gracias y recuerda que siempre va ser mejor caminar juntos.

A mi familia Jhaneth, Belén, Camila, Carlos y Franklin, por estar siempre a mi lado apoyándome e impulsándome, les agradezco mucho.

A la Universidad del Azuay y al Dr. Josué Larriva por mantener este programa de post grado que forma profesionales y personas con vocación de servicio a la sociedad.

Este logro va dedicado a todos ustedes y sobre todo a Dios que sin él nada es posible.

Gilberto Boanerges Ortiz Correa.

## **RESUMEN**

El presente trabajo de tesis tiene como propósito llevar a cabo los diseños para la nueva la captación y conducción de agua cruda para el sistema comunitario de agua potable NERO, con el objetivo de mejorar tanto la calidad del servicio como la calidad de vida de los usuarios del sistema de agua potable. El crecimiento poblacional en la zona de servicio ha generado un incremento significativo en la demanda, lo que ha resultado en un notable déficit en la provisión del servicio. El análisis realizado aborda la oferta y la demanda del sistema, permitiendo identificar el déficit existente y la necesidad de localizar una fuente que lo suplante. Se llevó a cabo el diseño de ingeniería a nivel de detalle de la captación y conducción de agua cruda, considerando factores técnicos, ambientales y socioeconómicos. Los diseños propuestos cumplen con todas las normativas vigentes a nivel nacional y local y le permitirán a proyecto NERO la construcción, en un futuro, de estas obras que buscan asegurar que la población disponga de un servicio adecuado en términos de calidad y cantidad.

## **ABSTRACT**

The purpose of this thesis work is to carry out the designs for the new collection and conduction of raw water for the NERO community drinking water system, with the objective of improving both the quality of the service and the quality of life of the users of the drinking water system. Population growth in the service area has generated a significant increase in demand, which has resulted in a notable deficit in service provision. The analysis carried out addresses the supply and demand of the system, allowing the existing deficit to be identified and the need to locate a source to replace it. The detailed engineering design of the collection and conduction of raw water was carried out, considering technical, environmental and socioeconomic factors. The proposed designs comply with all current regulations at the national and local level and will allow the NERO project to construct, in the future, these works that seek to ensure that the population has an adequate service in terms of quality and quantity.

## **INTRODUCCION**

La disminución del recurso hídrico es un desafío que enfrentan la población mundial, y el Proyecto NERO no es la excepción, por lo que busca suplir la demanda insatisfecha que tiene buscando garantizar un nivel de servicio óptimo hasta el año 2059. En el marco de este trabajo de titulación, se presentan los Diseño Definitivos de la captación y conducción de agua cruda.

En el desarrollo de los estudios se abordó: definición de criterios y parámetros de diseño, estudio poblacional, análisis de la oferta y la demanda del sistema, análisis de fuentes de abastecimiento, definición de caudales de diseño, con base a esta información se realizó los diseños definitivos de la captación y conducción de agua cruda del sistema.

Los diseños destacan la importancia de un enfoque centrado en la comunidad, asegurando que todos los aspectos técnicos se alineen con las necesidades reales y futuras de la población, orientando de esta manera a la Junta Administradora de Agua Potable hacia el objetivo de maximizar la calidad y disponibilidad del servicio.

## **ANTECEDENTES**

La Junta Administradora de Agua Potable del Proyecto Nero fue constituida en el año 1985, con la participación de diferentes comunidades pertenecientes a la parroquia de Baños y las parroquias rurales de Turi y El Valle del cantón Cuenca.

El área de servicio del proyecto es de 4.790 Ha., inicialmente el sistema abastecía a aproximadamente 3.000 usuarios (12.000 habitantes)

Con el paso de los años la población en el área de servicio del sistema se ha ido incrementando y por ende la demanda del sistema, tanto así que a la presente fecha el sistema no tiene capacidad para suplir la demanda futura, por lo que se vuelve imperativo potenciar al sistema con:

- Fuente de abastecimiento de agua
- Conducción de agua cruda.
- Planta de Tratamiento de agua potable

En este sentido los directivos de la JAAP del Proyecto NERO han buscado dar solución a este problema para lo cual han solicitado a la Universidad del Azuay le asesore y colabore para realizar los estudios que se requiere para potenciar al sistema, es así que el

10 de enero de 2022 se suscribe el convenio Marco de Cooperación Interinstitucional entre la Universidad del Azuay (UDA) y el proyecto NERO para el apoyo al fortalecimiento integral de este último y la elaboración de estudios técnicos que permitan justificar ante el Ministerio del Agua, Ambiente y Transición Ecológica la adjudicación de un mayor caudal y la consiguiente ampliación de la capacidad de los elementos hidráulicos que constituyen el sistema de agua.

A través de un primer convenio específico se avanzó en la modelación hidráulica de las redes de distribución y un análisis de la gestión de pérdidas necesarias para mejorar el funcionamiento de la red.

Mediante oficio de 104-DPPN-2023 el proyecto NERO solicita que puedan desarrollarse los estudios para la nueva planta de tratamiento de agua potable y los elementos constituyentes del proyecto.

Después de las reuniones de coordinación, a partir del 02 de octubre del 2023, inician los trabajos conjuntos entre la Universidad del Azuay y los técnicos de proyecto NERO para la primera fase de los estudios que comprenderán:

- Diseño a nivel definitivo de la nueva captación y conducción de agua cruda para el sistema de agua potable del proyecto NERO.
- Justificación de caudales, análisis de la macro distribución, y diseño a nivel de pre factibilidad de la nueva planta de agua potable, así como todos los estudios complementarios para cumplir estos objetivos.

Por parte de la Universidad del Azuay se ha asignado 2 profesores y 2 maestrantes para el desarrollo de los estudios.

En la presente memoria se realiza un análisis de la oferta y demanda del sistema referida a caudales y los Diseños a nivel definitivo de la Captación y Conducción de Agua Cruda

## **OBJETIVOS**

### **Objetivo General.**

El objetivo general es entregar a la Junta Administradora de Agua Potable del Proyecto NERO los “ESTUDIOS A NIVEL DEFINITIVO DE LA CAPTACIÓN Y CONDUCCIÓN DE AGUA CRUDA PARA POTENCIAR AL SISTEMA”, con lo que se espera mejorar los niveles de servicio y por ende la calidad de vida de los habitantes de los sectores que se encuentran dentro del área de servicio del proyecto.

### **Objetivos Específicos.**

- Realizar el análisis de oferta y demanda del sistema, referida a caudales para definir el déficit e iniciar el trámite para adjudicación del caudal faltante.
- Realizar el diseño de la captación de agua cruda para el caudal faltante.
- Realizar el diseño de la conducción de agua cruda del sistema NERO.
- Proporcionar a la JAAP del Proyecto NERO la documentación técnica necesaria para que la entidad pueda ejecutar las obras.
- Mejorar la calidad de vida de los habitantes que se encuentran dentro del área del proyecto.
- Suplir la demanda insatisfecha actual y futura de la población.

## **ALCANCE**

La consultoría considera el diseño de la Captación y Conducción de agua cruda para potencial al sistema de agua potable de NERO, a continuación, se describe el alcance:

- Recopilar y analizar la información básica sobre el área del proyecto
- Estimación de población y caudales para el área de servicio.
- Análisis de Oferta y Demanda del sistema referida a caudales.
- Realizar los diseños definitivos de la captación y conducción de agua cruda para potencial al sistema de agua potable de NERO.

## 1. RECOPIACION DE INFORMACION

En el presente capitulo se presenta la información socioeconómica y las características generales de la zona de estudio, la fuente corresponde al INEC.

### 1.1. Características socio económicas en el área del proyecto.

El análisis de las diferentes variables que se presenta a continuación tiene como base a la información correspondiente al Censo de Población y Vivienda realizado por el INEC en el año 2010.

#### 1.1.1. Población.

La distribución de la población en el área del proyecto se presenta en la siguiente tabla y figura:

Tabla 1. Análisis de Población

<u>Genero</u>	<u>Porcentaje</u>
Hombre	53%
Mujer	47%

<u>Distribución de Población</u>	
0-14 años	32%
15-64 años	71%
mas de 65 años	7%

Fuente: INEC Elaboración: Propia.

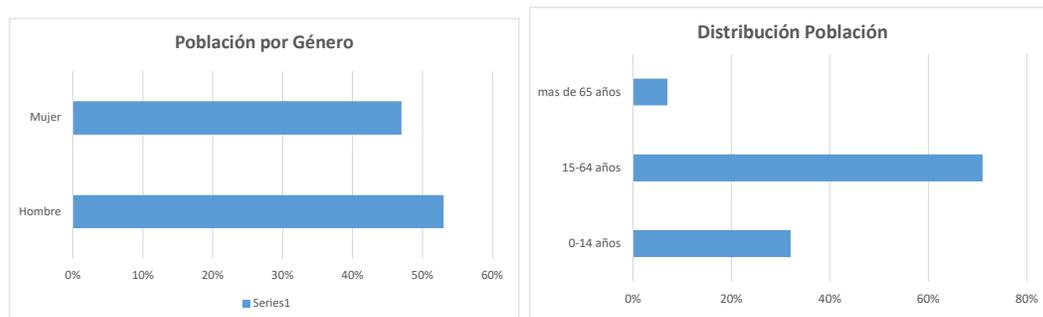


Figura 1. Distribución de Población.  
Fuente: INEC Elaboración: Propia.

#### 1.1.2. Actividad Económica.

El análisis de las actividades de la población se realizó para el área del proyecto.

Del análisis realizado tenemos que industrias manufactureras (confección de prendas de vestir, sastrería, carpintería, etc.) representa el 23 % de la actividad económica, seguida la actividad de comercio al por mayor y menor (tiendas, varios) con el 16%, la construcción con el 15% y finalmente la agricultura y ganadería con el 9%.

En la siguiente tabla y figura se desglosa las actividades económicas que se desarrollan en el área del proyecto.

ACTIVIDAD ECONOMICA	PORCENTAJE
Agricultura, ganadería, silvicultura y pesca	9.40%
Explotación de minas y canteras	0.10%
Industrias manufactureras	22.70%
Suministro de electricidad, gas, vapor y aire acondicionado	0.40%
Distribución de agua, alcantarillado y gestión de desechos	0.50%
Construcción	15.10%
Comercio al por mayor y menor	16.50%
Transporte y almacenamiento	4.10%
Actividades de alojamiento y servicio de comidas	2.70%
Información y comunicación	0.80%
Actividades financieras y de seguros	0.70%
Actividades inmobiliarias	0.10%
Actividades profesionales, científicas y técnicas	1.10%
Actividades de servicios administrativos y de apoyo	2.20%
Administración pública y defensa	2.10%
Enseñanza	2.60%
Actividades de la atención de la salud humana	2.50%
Artes, entretenimiento y recreación	0.30%
Otras actividades de servicios	2.50%
Actividades de los hogares como empleadores	5.60%
Actividades de organizaciones y órganos extraterritoriales	0.20%
No declarado	5.70%
Trabajador nuevo	2.10%

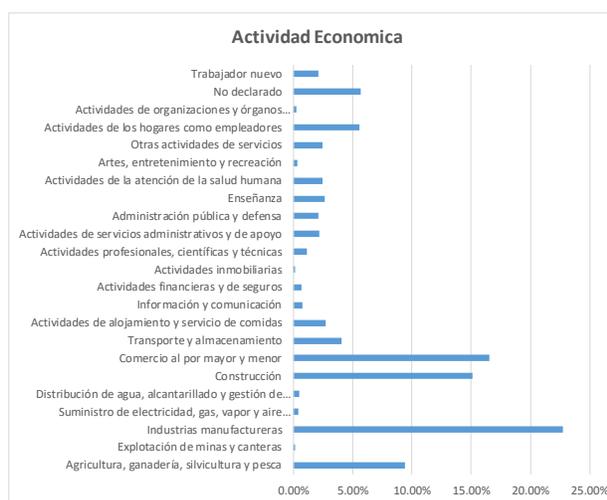


Figura 2. Actividades Económicas en el área del proyecto.  
Fuente: INEC Elaboración: Propia.

### 1.1.3. Grupo de Actividad

Comprende la tarea o actividad específica que desarrolla o desarrolló el trabajador dentro de su actividad económica, en el área de servicio existen: Oficiales, operarios y artesanos con el 35%, Trabajadores de los servicios y vendedores con el 16%, ocupaciones elementales con el 13% y agricultores/trabajadores calificados con el 9%.

En la siguiente figura se aprecia esta clasificación:

GRUPO DE ACTIVIDAD	PORCENTAJE
Directores y gerentes	1.09%
Profesionales científicos e intelectuales	4.65%
Técnicos y profesionales del nivel medio	2.58%
Personal de apoyo administrativo	4.64%
Trabajadores de los servicios y vendedores	15.93%
Agricultores y trabajadores calificados	8.70%
Oficiales, operarios y artesanos	35.04%
Operadores de instalaciones y maquinaria	6.35%
Ocupaciones elementales	13.08%
Ocupaciones militares	0.03%
no declarado	5.76%
Trabajador nuevo	2.15%
TOTAL	100%



Figura 3. Grupo de Actividad.  
Fuente: INEC Elaboración: Propia.

### 1.1.4. Categoría de Ocupacional

La categoría de ocupación, comprende la relación de dependencia en la que una persona ejerce su trabajo. En el área de cobertura de la Junta se tiene: empleado/a u obrero/a

privado con el 37%, le sigue por cuenta propia con el 29% y jornalero/a o peón con el 10%.

En la siguiente tabla y figura se detalla esta categorización:

CATEGORIA OCUPACIONAL	PORCENTAJE
Emplead@ u Obrero@ del estado	6.78%
Emplead@ u Obrero@ privado	36.99%
Jornalero / peón	10.18%
Patrono/a	2.04%
Socio/a	0.85%
Cuenta Propia	29.00%
Trabajador no remunerado	1.79%
Emplead@ Domestic@	5.84%
No Declarado	4.39%
Trabajador Nuevo	2.15%

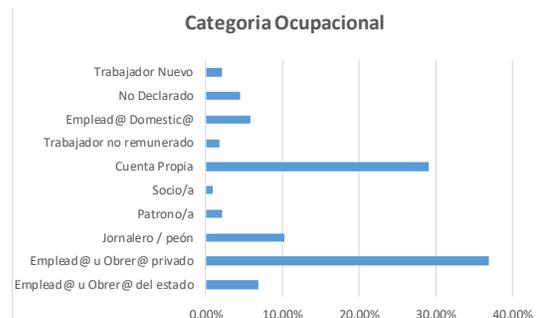


Figura 4. Categoría Ocupacional.  
Fuente: INEC Elaboración: Propia.

### 1.1.5. Tipo de Abastecimiento de Agua.

Hace referencia directa al agua que se usa para uso doméstico en las viviendas. En el área del proyecto tenemos: de red pública el 79,8 %; de río, vertiente, acequia o canal y otros el 20,2 %, este porcentaje nos indica un déficit en cobertura de un sistema de agua potable.

TIPO DE ABASTECIMIENTO DE AGUA	PORCENTAJE
De red pública	79.78%
De pozo	2.29%
De río, vertiente, acequia o canal	11.79%
De carro repartidor	0.14%
Otro (Agua lluvia/albarrada)	5.99%

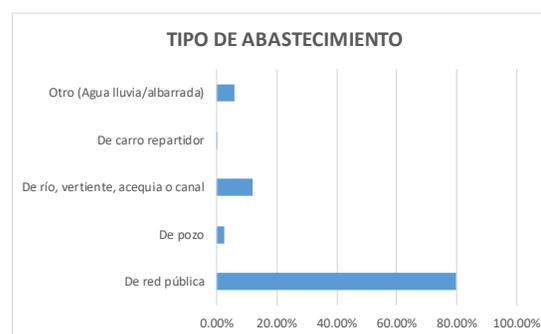


Figura 5. Abastecimiento de agua.  
Fuente: INEC Elaboración: Propia.

#### 1.1.5.1. Nivel de Servicio.

Esta información refleja como las viviendas están recibiendo el servicio de agua en las viviendas, de lo que tenemos que: por tubería dentro de la vivienda el 63%, por tubería fuera de la vivienda, pero dentro del lote o terreno el 27 % (INEC 2010).

NIVEL DE SERVICIO DE AGUA	PORCENTAJE
Por tubería dentro de la vivienda	63.00%
Por tubería fuera de la vivienda, pero dentro del edificio, lote o terreno	27.00%
Por tubería fuera del edificio, lote o terreno	3.00%
No recibe agua por tubería sino por otros medios	7.00%

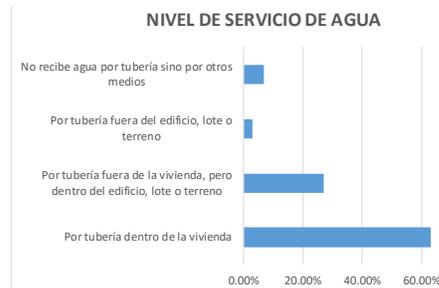


Figura 6. Nivel de Servicio.  
Fuente: INEC Elaboración: Propia.

### 1.1.5.2. Agua para beber.

Este acercamiento a los hogares respecto a la procedencia del agua que usan los hogares destaca que el 74% la beben tal como llega al hogar; y, el 14% la hierven.

AGUA PARA BEBER	PORCENTAJE
La beben tal como llega al hogar	78.00%
La hierven	14.00%
Le ponen cloro	1.00%
La filtran	0.00%
Compran agua purificada	7.00%



Figura 7. Agua para beber.  
Fuente: INEC Elaboración: Propia.

### 1.1.5.3. Poseen duchas en el hogar.

Tener ducha o instalación para bañarse de uso exclusivo o no para las personas del hogar marca la diferencia en la intimidad y seguridad de las personas. El Censo del 2010 muestra que, el 64 % de los hogares hace uso de instalaciones y duchas exclusivas; y el 11% es compartido con varios hogares, un 25% de los hogares no tienen instalaciones o duchas.

POSEEN DUCHA	PORCENTAJE
De uso exclusivo del hogar	64.00%
Compartido con varios hogares	11.00%
No tiene	25.00%

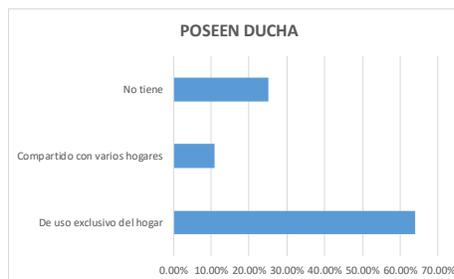


Figura 8. Poseen ducha.  
Fuente: INEC Elaboración: Propia.

**1.1.6. Eliminación de Excretas.**

Este ítem resulta importante considerar por su vinculación a problemas de contaminación del agua como seguridad sanitaria para los habitantes en las viviendas. Se tiene que del total de viviendas, el 40 % tiene conexión a red pública de alcantarillado, a pozo séptico el 34%; mientras que el 13 % no tiene acceso a algún tipo de servicio higiénico; y el 6 % realiza descarga directa a cuerpos de agua.

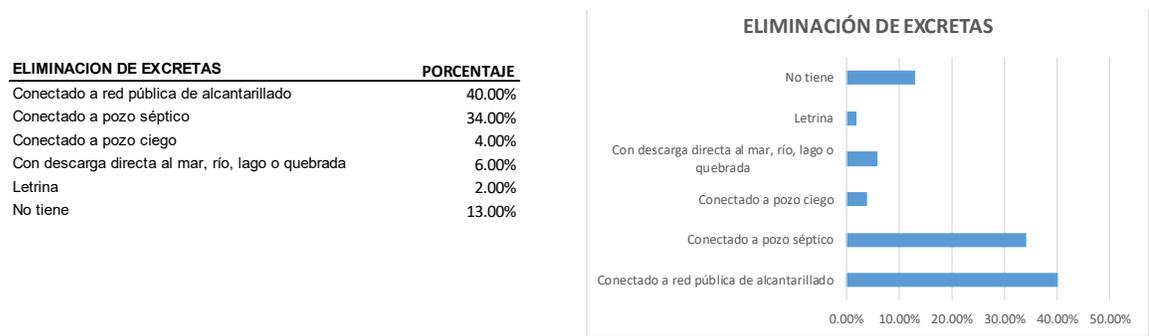


Figura 9. Eliminación de Excretas.  
Fuente: INEC Elaboración: Propia.

**1.1.7. Enfermedades relacionadas con el agua.**

Este análisis se ejecuta a partir de la información del Ministerio de Salud (2016) sobre el perfil epidemiológico a nivel de parroquias rurales, del cual se sustraen aquellos porcentajes por tipos de enfermedades atendidas en los centros de salud de nivel 1 y que tienen relación con el consumo del agua. Estas son, sobre todo, enfermedades diarreicas y gastrointestinal tales como, gastroenteritis y parasitosis intestinal en personas entre 5 y 14 años que resultan ser el sector más sensible a este tipo de enfermedades.

Seguidamente, se presentan los valores expresados en porcentaje para los dos tipos de enfermedades. Se plantea que, valores que están por encima del 20 %, tienen fuerte incidencia debido al consumo de agua de calidad deteriorada. En las tres parroquias los valores están en términos porcentuales de un dígito, que si bien es cierto no plantea mayores inconvenientes, sin embargo, deben ser considerados como referencia para asegurar agua de calidad permanente

PARROQUIAS	PARASITOSIS INTESTINAL	DIARREAS Y GASTROENTERITIS	TOTAL
El Valle	4.49%	2.33%	6.82%
Turi	9.93%	1.17%	11.10%
Baños	4.04%	1.20%	5.24%

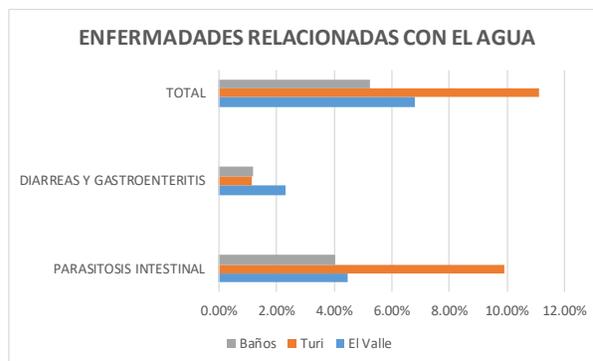


Figura 10. Enfermedades relacionadas con el agua.  
Fuente: INEC Elaboración: Propia.

### 1.1.8. Disposición de basura.

El manejo de los desechos sólidos es otro factor a tomar en cuenta, dado que, su gestión inadecuada puede significar potenciales procesos de contaminación del agua y del suelo. Aquí se destaca que el 79% de las viviendas elimina la basura mediante carro recolector y el 17 % lo queman

En cuadro adjunto se detalla los tipos de eliminación de basura

DISPOSICION DE LA BASURA	PORCENTAJE
Por carro recolector	79%
La arrojan en terreno baldío o quebrada	2%
La queman	17%
La entierran	1%
La arrojan al río, acequia o canal	0%
De otra forma	1%

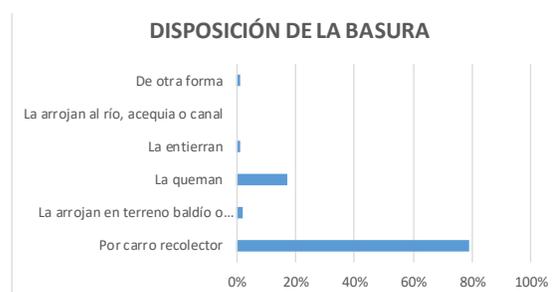


Figura 11. Disposición de la Basura.  
Fuente: INEC Elaboración: Propia.

## 1.2. Características generales de la zona del proyecto.

### 1.2.1. Clima de la zona del proyecto.

La información referente al clima para la ciudad de Cuenca se recopiló de diferentes fuentes y su aplicación es para toda la ciudad, debiendo indicar que no se pudo tener acceso a información particular para cada uno de los sectores.

#### 1.2.1.1. Temperatura.

En la ciudad de Cuenca predomina el clima templado con temperaturas medias que oscilan entre los 12 °C y los 17 °C, en la siguiente figura se aprecia la distribución de la temperatura en un año.

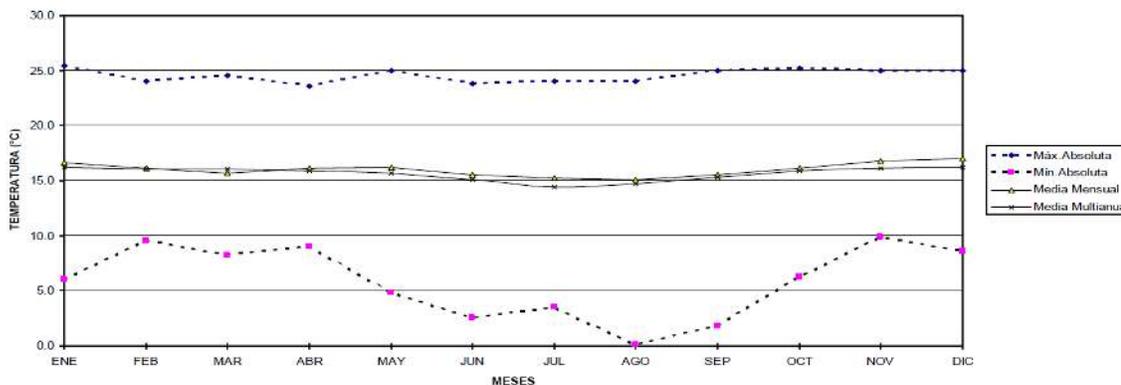


Figura 12. Distribución Temporal de la Temperatura.  
Fuente: INAMHI, Elaboración: Propia.

### 1.2.1.2. Precipitación.

La precipitación en la ciudad de Cuenca se ha identificado como bimodal, con picos de precipitación en los periodos marzo - mayo y octubre - noviembre, la época seca se da en el periodo junio – septiembre, las precipitaciones son: máxima 1270 mm, media 900 mm y mínima 760 mm, adaptado de ETAPA EP (2023)

En la siguiente figura se puede observar las precipitaciones máximas, medias y mínimas para la ciudad de Cuenca.

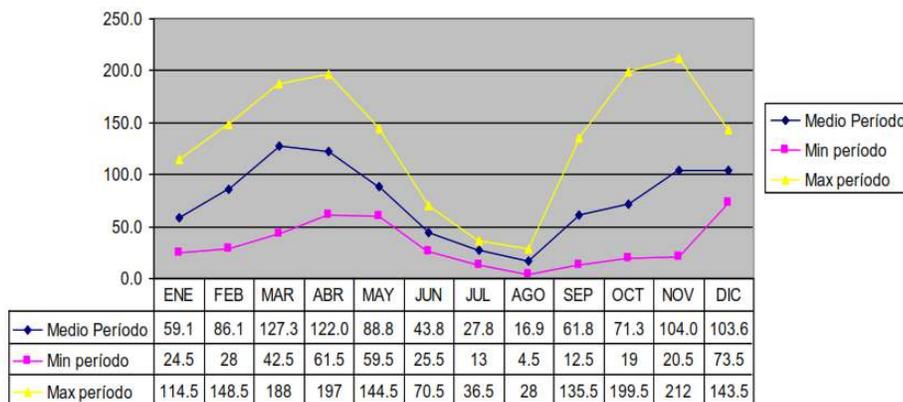


Figura 13. Precipitaciones en la Ciudad de Cuenca.  
Fuente: ETAPA EP., Elaboración: Propia.

## 2. DEFINICIÓN DE CRITERIOS Y PARAMETROS DE DISEÑO.

### 2.1. Delimitación del Área de Servicio

En la presente consultoría se va a realizar los “ESTUDIOS A NIVEL DEFINITIVO DE LA CAPTACIÓN Y CONDUCCIÓN DE AGUA CRUDA PARA POTENCIAR AL SISTEMA”, para definir el área de servicio se consideró la cobertura del Sistema de agua potable NERO.

En la siguiente figura se puede apreciar el área de servicio del proyecto.

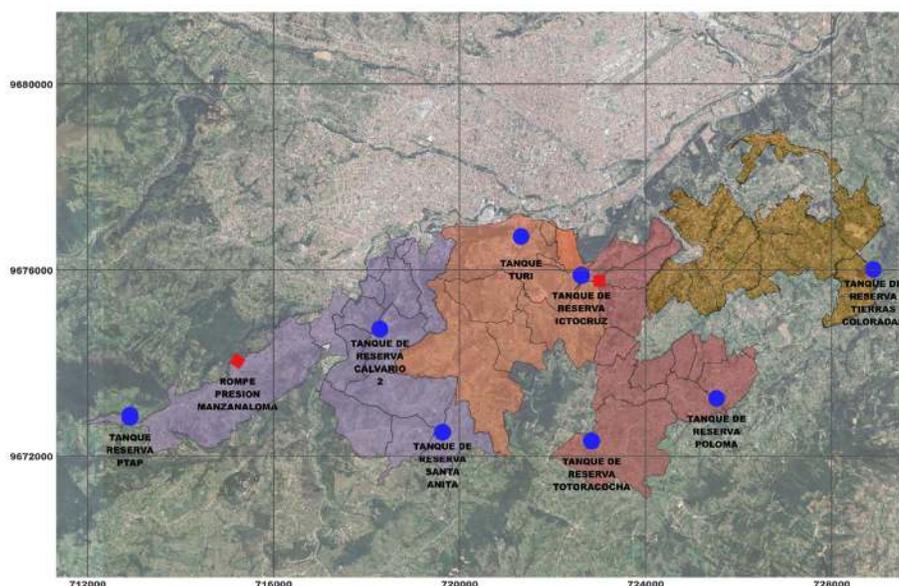


Figura 14. Área de Servicio del proyecto.  
Fuente: Proyecto NERO. Elaboración: Propia.

El proyecto NERO tiene 8 tanques de reserva, en la imagen anterior se observa el área total del proyecto y el área de cada centro de reserva, en la siguiente tabla se presenta el área total del proyecto y el área de cada reserva.

Tabla 2. Área de Servicio del Proyecto.

Sectores	Area
Ictocruz	2015.6 Ha
Turi	278.4 Ha
Calvario	456.9 Ha
Santa Anita	803.6 Ha
PTAP	559.0 Ha
Totoracocha	336.0 Ha
Poloma	141.0 Ha
Tierras Coloradas	200.0 Ha
<b>TOTAL</b>	<b>4790.5 Ha</b>

Fuente: Proyecto Nero. Elaboración: Propia.

## 2.2. Población de Diseño.

Uno de los parámetros más importantes para el diseño de un sistema de agua potable es la población de diseño, en base a su importancia se realizó un análisis muy detenido de este, para lo cual se recurrió a la información proveniente de:

- Censos de población y vivienda del INEC, años 1990,2001 y 2010.
- Catastro de usuarios del Sistema de Agua Potable del Proyecto NERO en el área de estudio.

Insumo fundamental para determinar la población es definir el área de servicio del proyecto.

### 2.2.1. Análisis de Información.

Para el análisis de la población es fundamental definir la tendencia que tiene el comportamiento de la población ya sea en crecimiento o decrecimiento, dentro de este contexto existen varios métodos para proyectar la población, siendo el más empleado el Método Geométrico que viene dado por la siguiente expresión:

$$Pf = Pa * (1 + r)^n \longleftrightarrow r = \sqrt[n]{\frac{Pf}{Pa}} - 1$$

En donde:

Pf Población Futura

Pa Población actual

r Tasa de Crecimiento %

n intervalo en número de años para análisis o proyección

#### 2.2.1.1. Censos de población y vivienda del INEC.

La información que se dispone de los censos de población y vivienda realizados por el INEC corresponde a los realizados en los años 1990 - 2001 y 2010, (INEC, 2010) de las cuales se tiene a nivel de sectores censales los dos últimos, el INEC desarrollo una plataforma para el manejo de información REDATAM, sobre la cual se trabajó para determinar las poblaciones de los diferentes sectores.

En la siguiente tabla se presenta la población por sectores en el área del proyecto (en cada censo) y el cálculo de la tasa de crecimiento poblacional para los sectores.

Tabla 3. Población en el sector de estudio, según información censal.

Sectores	Año 1990	TC	Año 2001	TC	Año 2010
Ictocruz	7237	2.57%	9569	3.13%	12623
Turi	1053	4.56%	1720	3.83%	2413
Calvario	1758	1.56%	2084	2.07%	2507
Santa Anita	1217	1.62%	1453	3.87%	2045
PTAP	1484	1.21%	1693	3.39%	2286
Totoracocha	1063	0.44%	1115	1.39%	1263
Poloma	639	1.22%	730	1.57%	840
Tierras Coloradas	598	2.24%	763	2.10%	920
<b>TOTAL</b>	<b>15049</b>	<b>2.20%</b>	<b>19127</b>	<b>2.43%</b>	<b>24897</b>

Fuente: INEC. Elaboración: Propia.

En base al cuadro anterior y analizando las tasas de crecimiento que se pueden definir entre los tres censos realizados se cree conveniente asumir la tasa de crecimiento del último periodo censal para proyectar la población al año 2024 que sería el año cero del proyecto y el año 2059 como año horizonte del proyecto.

En la siguiente tabla se presenta los resultados de proyectar la población con los criterios antes expuestos.

Tabla 4. Población proyectada, en base a información censal

	POBLACION		
	Año 2010	Año 2024	Año 2059
a de Servicio Proyecto NERO	24897	34824	80574

Fuente: INEC. Elaboración: Propia

### 2.2.1.2. Catastro de usuarios del Proyecto NERO.

Considerar una nueva fuente de información para analizar el comportamiento de la población se vuelve prioritario dada la incertidumbre que se genera el momento de proyectarla a sabiendas que se requiere la información del censo de población y vivienda que se realizó en el año 2022, pero que cuya información no se encuentra a nivel de sectores censales, razón por la cual no se la puede utilizar en el presente estudio.

Por lo antes expuesto se procedió a realizar un análisis adicional con la información correspondiente al catastro de usuarios que dispone el Proyecto NERO en su área de servicio, la información más relevante que nos proporciona el catastro es:

- Ubicación georeferenciada del abonado.
- Registro de consumos del último año.
- Consumo promedio
- Tipo de consumo

En la siguiente ilustración se puede apreciar los usuarios que se encuentran dentro del área del proyecto.

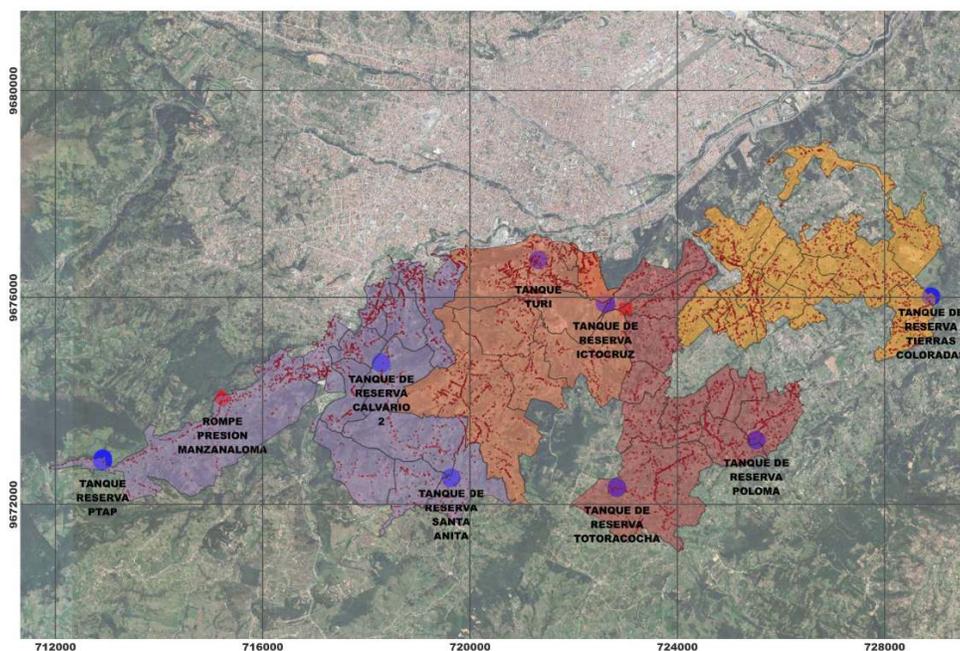


Figura 15. Catastro de Usuarios de Proyecto NERO.  
Fuente: Proyecto NERO. Elaboración: Propia.

En base al catastro de usuarios disponible (marzo 2023) se define la población actual del proyecto y la población de diseño del sistema para lo cual se requiere:

- Tamaño promedio de la familia 3.90 habitantes / usuario
- Tasa de crecimiento poblacional 2.43%

Con la información correspondiente al catastro de usuarios y con la tasa de crecimiento definida en base a los últimos censos tenemos:

**Tabla 5. Población, Catastro de Usuarios**

<b>Sector</b>	<b>No. Usuarios</b>	<b>2023</b>
Ictocruz	3574	13939
Turi	912	3557
Calvario	901	3514
Santa Anita	840	3276
PTAP	624	2434
Totoracocha	534	2083
Poloma	379	1478
Tierras Coloradas	334	1303
	<b>8098</b>	<b>31584</b>

	<b>POBLACION</b>	
	<b>Año 2024</b>	<b>Año 2059</b>
Area de Servicio Proyecto NERO	32350	74850

Fuente: Proyecto NERO. Elaboración: Propia.

Una vez realizada las proyecciones de la población en el área del proyecto con las dos fuentes de información procedemos a analizarlas, en el siguiente cuadro se presenta los resultados:

**Tabla 6. Población 2021, Catastro de Usuarios**

	<b>Año 2024</b>	<b>Año 2059</b>
Informacion Censal INEC	34824	80574
Catastro de Usuarios Proyecto NERO	32350	74850

Fuente: INEC, Proyecto NERO. Elaboración: Propia.

Analizando los resultados se concluye:

- La tasa de crecimiento poblacional determinada en base a la información de los censos del periodo 2001 – 2010 y asumida para el periodo 2010 – 2024, se la ratifica en 2.43%, dado que la población proyectada con esta información muestra mucha similitud con la población definida en base al catastro de usuarios.
- Dentro de este contexto es importante mencionar que la tasa de crecimiento poblacional de 2.43% anual es alta, se recomienda ir disminuyendo su valor a lo largo del periodo de diseño, en el siguiente cuadro se presenta la tasa de crecimiento poblacional asumida para el proyecto por quinquenios.

**Tabla 7. Tasa de Crecimiento poblacional por quinquenios**

<b>Tasa de crecimiento</b>	<b>2.43%</b>	<b>2.33%</b>	<b>2.23%</b>	<b>2.13%</b>	<b>2.03%</b>	<b>1.93%</b>	<b>1.83%</b>	<b>1.73%</b>
<b>Sector</b>	<b>2024</b>	<b>2029</b>	<b>2034</b>	<b>2039</b>	<b>2044</b>	<b>2049</b>	<b>2054</b>	<b>2059</b>

Fuente: INEC, Proyecto NERO. Elaboración: Propia.

- En algunos sectores las condiciones en lo que respecta a provisión de servicios básicos han cambiado y esto influye de manera importante en la tendencia de crecimiento poblacional.

### 2.2.1.3. Población de Diseño.

Concluido el análisis de las diferentes fuentes de información para el estudio poblacional podemos concluir:

En base a lo antes expuesto la población de diseño se definirá con el catastro de usuarios y a la tasa de crecimiento definida en la tabla anterior.

En la siguiente tabla se presenta las poblaciones de diseño por quinquenios para los diferentes sectores:

**Tabla 8. Población de Diseño para sector del proyecto.**

Sector	2029	2034	2039	2044	2049	2054	2059
Ictocruz	16016	17879	19862	21957	24154	26441	28803
Turí	4087	4563	5069	5604	6165	6749	7352
Calvario	4037	4507	5007	5535	6089	6666	7261
Santa Anita	3764	4202	4668	5160	5676	6213	6768
PTAP	2797	3122	3468	3834	4218	4617	5029
Totoracocha	2394	2673	2969	3282	3610	3952	4305
Poloma	1698	1896	2106	2328	2561	2803	3053
Tierras Coloradas	1498	1672	1857	2053	2258	2472	2693
	<b>36291</b>	<b>40514</b>	<b>45006</b>	<b>49753</b>	<b>54731</b>	<b>59913</b>	<b>65264</b>

Fuente, Elaboración: Propia

### 2.3. Dotación de Agua.

La dotación se define como la cantidad de agua que se estima que una persona requerirá para llevar a cabo sus actividades diarias. Este concepto se encuentra intrínsecamente vinculado a la calidad de vida de los habitantes de una región.

Los principales factores que influyen en el consumo de agua en una localidad pueden resumirse de la siguiente manera: el clima, el nivel de vida de la población, las costumbres culturales, el sistema de provisión y facturación (ya sea mediante servicios médicos o no), la calidad del agua suministrada, el costo del agua (tarifa), la presión en la red de distribución, así como el consumo en los sectores comercial, industrial y público. Además, se deben considerar las pérdidas en el sistema, la existencia de una red de alcantarillado y otros factores relevantes. Antes de proceder a la determinación de la dotación, resulta fundamental tener en cuenta estos aspectos.::

- El Sistema de Agua Potable NERO es la única fuente de abastecimiento en el área

de servicio.

- El área de servicio del proyecto se encuentra en la región sierra.

La norma CO 10.07 – 601A recomienda las siguientes dotaciones.

Tabla 9. Dotación recomendada por Norma CO 10.07 – 601A

POBLACION (habitantes)	CLIMA	DOTACION MEDIA FUTURA (lt/hab/día)
hasta 5000	frio	120 - 150
	templado	130 - 160
	cálido	170 - 200
5000 a 50000	frio	180 - 200
	templado	190 - 220
	cálido	200 - 230
más de 50000	frio	> 200
	templado	> 220
	cálido	> 230

Fuente: Norma CO 10.07 – 601A. Elaboración: Propia.

Del cuadro anterior tenemos que la norma recomienda una dotación entre 180 y 200 l/hab\*día.

El Proyecto NERO ha fijado la dotación per cápita en **155 l/hab\*día**, misma que supe las necesidades de sus usuarios.

#### 2.4. Periodo de Diseño.

Se refiere al período durante el cual se prevé que un sistema operará a plena capacidad. La determinación del período de diseño o del año horizonte del proyecto puede definirse para cada uno de los componentes del mismo y está condicionada por los siguientes factores::

- La vida útil de las estructuras o equipamientos teniéndose en cuenta su obsolescencia o desgaste.
- La facilidad o dificultad de la ampliación de las obras existentes.
- Las tendencias de crecimiento de la población futura.
- El comportamiento de las obras durante los primeros años o sea cuando los caudales iniciales son inferiores a los caudales de diseño.

El periodo de diseño es por definición el tiempo que transcurre desde la iniciación del servicio del sistema, hasta que, por falta de capacidad o desuso, sobrepasan las condiciones establecidas en el proyecto.

En la siguiente tabla se puede apreciar la vida útil sugerida por la Norma CO 10.07 – 601A, para diferentes componentes de un sistema de agua potable.

Tabla 10. | Vida Útil sugerida para diferentes componentes de un sistema de agua potable.

COMPONENTE	VIDA UTIL
Diques grandes y túneles	50 a 100 años
Obras de captación	25 a 50 años
Pozos	10 a 25 años
Conducción de Hierro Dúctil	40 a 50 años
Conducciones AC O PVC	20 a 30 años
Plantas de tratamiento	30 a 40 años
Tanques de Almacenamiento	30 a 40 años
Tuberías principales y secundarias de la red	
De hierro Dúctil	40 a 50 años
De AC o PVC	20 a 25 años
Otros Materiales	De acuerdo a especificaciones de fabricante

Fuente: Norma CO 10.07 – 601A. Elaboración: Propia

De lo antes expuesto se asume los siguientes periodos de diseño:

- Captación, para este tipo de obra se asume un periodo de diseño de **40 años**
- Conducción de Hierro Dúctil: para conducciones nuevas el periodo de diseño asumido es de **35 años**.
- Tanques de Almacenamiento: para reservas nuevas el periodo de diseño asumido es **40 años**.
- Planta de Tratamiento de Agua Potable: se adopta un periodo de diseño de **40 años**.
- Redes de distribución: para redes de distribución de PVC el periodo de diseño será de **25 años**.

Dentro de este contexto es importante mencionar que la demanda del sistema se definió para el año 2059 (se consideró que la conducción y la PTAP entren en funcionamiento en el año 2029 con lo que el periodo de diseño asumido es de 35 años)

## 2.5. Índice de Pérdidas.

El índice de pérdidas es la diferencia entre el agua producida y el agua facturada, de la información proporcionada por el Proyecto NERO el índice de pérdidas, el cual viene dado por el agua no contabilizada (ANC), es del 30%.

## 2.6. Pérdidas De Carga.

Para el cálculo de tuberías a presión, se propone el empleo de la fórmula experimental de Hazen-Williams para la obtención de pérdidas de carga, y viene dada por la expresión (Streeter, 2007):

$$hf = \frac{10.665 * L * Q^{1.852}}{C^{1.852} * D^{4.87}}$$

Dónde:

hf = pérdida de carga

C= coeficiente de Hazen Williams

Q= Caudal en m<sup>3</sup>/s.

D = Diámetro en m.

El coeficiente C depende del material de la tubería, la Norma CO 10.07-601, recomienda los siguientes valores:

**Tabla 11. Valores para el coeficiente C, Norma CO 10.07-601**

<b>Material de Tubería</b>	<b>Coficiente C</b>
Acero Corrugado	60
Acero Galvanizado	125
Asbesto - Cemento	140
Cobre	130
PVC	140
Hormigón Liso	140
Hormigón Ordinario	140
Hierro Fundido Nuevo	140
Hierro Fundido Viejo	140

Fuente: Norma 10.07-601. Elaboración: Propia

### 2.6.1. Pérdidas de Carga Unitaria.

Las pérdidas de carga unitaria no representan un criterio universal de diseño debido a la diversidad de opciones disponibles para la utilización y disposición de la energía hidráulica. En este contexto, resulta esencial que el criterio del diseñador permita lograr

un equilibrio adecuado entre los aspectos técnicos y económicos en el proceso de diseño o evaluación. Por tanto, es imperativo considerar las pérdidas de carga unitaria en las tuberías y establecer, en función de las características del sistema (específicamente, la energía hidráulica disponible), un rango que relacione la capacidad de las tuberías con su diámetro. En la siguiente gráfica se observa la relación de la velocidad en las tuberías versus las pérdidas que se generan es estas..

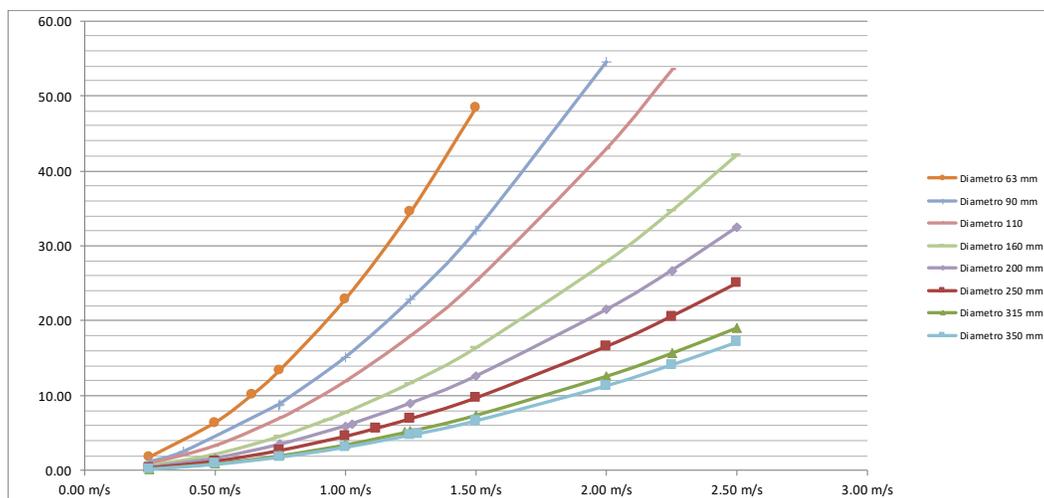


Figura 16. Variación de velocidad versus pérdidas en las tuberías.  
Fuente: Propia, Elaboración: Propia.

Analizando la gráfica y en función de las características de los proyectos en estudio se recomienda trabajar en un rango de pérdidas unitarias entre 7 m/Km a 15 m/Km. para los diferentes diámetros, debiendo indicar que las velocidades de diseño varían de manera muy importante en el rango establecido para los diferentes diámetros.

## 2.7. Presiones.

### 2.7.1. Presiones en Redes de Distribución.

La Norma CO 10.07-601 recomienda:

Una presión mínima de 10 mca. en los puntos y condiciones más desfavorables de la red. Para el caso de proyectos en los que el abastecimiento se realiza a través de grifos públicos, esta presión podrá ser reducida a 5 mca.

La presión estática máxima, no deberá, en lo posible, ser mayor a 70 mca. y presión máxima dinámica, 50 mca.

### 2.7.2. Presiones en conducciones.

Para el caso de conducciones de agua cruda y de agua tratada no existe un valor que se recomiende para presión máxima, este valor este supeditado a la carga hidráulica disponible para conducir el agua de un punto a otro, se debe tener en consideración el tipo y clase de tubería y accesorios para las presiones que tenga que soportar estos elementos de la conducción.

La presión mínima que debe tener una conducción corresponde a la mínima requerida por los accesorios (válvulas de aire, flotadoras, de control, caudalímetros, etc), para el presente proyecto se recomienda que la presión mínima en la conducción no deberá ser menor a 10 mca.

## 2.8. Velocidades.

### 2.8.1. Velocidades en redes de distribución.

#### 2.8.1.1. Velocidad Máxima admisible.

La velocidad máxima estará limitada por los diámetros utilizados, el caudal y las pérdidas unitarias que se produzcan en las mismas, debiendo considerar que un diseño óptimo debe aprovechar al máximo la carga estática disponible. En el siguiente cuadro se presentan valores recomendados en función del tipo de material de la tubería.

Tabla 12. | Velocidad máxima en tuberías para redes de distribución

Materiales de las paredes	Vmax m/s
Hormigón Simple o Armado	4.5 - 5
Hierro fundido - Hierro Ductil	4 - 5
Asbesto Cemento	4.5 - 5
Acero	6
Ceramica Vitrificada	4 - 5
Plastico	4.5

Fuente: Norma CO 10.07-601, Elaboración: Propia.

#### 2.8.2. Velocidad mínima admisible

La velocidad mínima viene condicionada por la necesidad de que no se produzca la sedimentación de partículas en suspensión en las tuberías. Este valor dependerá, además, de las características de auto limpieza, de la calidad del agua y de la magnitud de los fenómenos hidráulicos que se produzcan en la tubería.

La Norma CO 10.07 601, no recomienda valores mínimos para este parámetro.

## 2.9. Volúmenes de almacenamiento.

La Norma CO 10.07-601 establece que el volumen de las reservas se definirá en base a los siguientes criterios:

### 2.9.1. Volumen de regulación.

En caso de haber datos sobre las variaciones horarias del consumo el proyectista deberá determinar el volumen necesario para la regulación en base al respectivo análisis, en caso contrario se puede usar los siguientes valores:

- Para poblaciones menores a 5000 habitantes, se adoptará el 30 % del volumen consumido en un día, considerando la demanda media diaria al final del periodo de diseño.
- Para poblaciones mayores a 5000 habitantes, se tomará el 25% del volumen consumido en un día, considerando la demanda media diaria al final del periodo de diseño.

$$Vr = 25\% \text{ o } 30\% * \text{Volumen medio diario}$$

### 2.9.2. Volumen de protección contra incendios.

Para definir el volumen requerido para protección contra incendios se considera:

- Para poblaciones futuras menores a 3000 habitantes en la costa y 5000 habitantes en la sierra, no se considera almacenamiento para incendios.
- Para poblaciones de hasta 20000 habitantes futuros se aplicará la expresión:

$$Vi = 50 * \sqrt{P}$$

- Para poblaciones de más de 20000 habitantes futuros se aplicará la fórmula:

$$Vi = 100 * \sqrt{P}$$

En donde:

Vi Volumen para protección de incendios (m3)

P Población en miles de habitantes.

### 2.9.3. Volumen de Emergencia.

- Para poblaciones mayores a 5000 habitantes, se tomará el 25% del volumen de regulación
- Para poblaciones menores a 5000 habitantes no se considera este volumen.

$$Ve = 25\% \text{ o } 0\% * Vr$$

El Volumen de la reserva viene dado por:  $V = Vr + Vi + Ve$

### 3. CAUDALES DE DISEÑO.

Los criterios que se van a emplear para la determinación de los diferentes caudales de los sistemas se enuncian en los siguientes acápite.

#### 3.1.1. Factores de Consumo Máximo Diario y Máximo Horario.

Estos factores de consumo son muy importantes para definir los caudales máximo diario y máximo horario, en base a la experiencia del Consultor y de los técnicos de la JAAP del Proyecto NERO se definieron estos patrones de consumo, los factores definidos y que regirán el presente estudios son:

- Factor Máximo Diario  $K1=K_{MD}= 1.30$
- Factor Máximo Horario  $K_{MH}= 1.50$
- Factor Máximo Horario\*  $K2=K_{MD}*K_{MH}=1.95$

#### 3.1.2. Caudal Medio Diario

Este caudal representa el consumo promedio de los usuarios del sistema a lo largo del año, se obtiene por medio de la siguiente expresión.

$$q = \frac{D * Pd}{86400}$$

En donde

q: Caudal medio diario

Pd: Población de Diseño

D : Dotación bruta, considera el índice de pérdidas.

#### 3.1.3. Caudal Máximo Diario

Este caudal constituye el caudal en el día de mayor consumo del año. El caudal máximo diario se obtiene de multiplicar el caudal medio diario por un factor K1

$$QMD = K1 * q$$

QMD: Caudal máximo diario

q: Caudal medio diario

K1: Factor del día de máximo consumo (K1=1.3)

### 3.1.4. Caudal Máximo Horario

Este valor representa la hora de mayor consumo en el día de mayor demanda del año, viene definido por la siguiente expresión:

$$QMH = K2 * q$$

QMH: caudal máximo horario

q: Caudal medio diario

K2: factor máximo horario (K2=1.95)

### 3.1.5. Caudales de Diseño para estructuras

La Norma CO 10.07-601 establece los caudales de diseño para las diferentes estructuras hidráulicas, misma que se presenta en el siguiente cuadro.

Tabla 13. Caudales de Diseño para estructuras hidráulicas.

	Subterránea	Superficial
Captación	QMD + 5%	QMD + 20%
Conducción	QMD + 5 %	QMD + 10%
Planta de Tratamiento	QMD + 10%	QMD + 10%
Redes de Distribución	QMH + INC	QMH + INC

Fuente: Norma 10.07-601. Elaboración: Propia.

## 3.2. Demanda del sistema.

Una vez definidos los criterios y parámetros de diseño que van a regir al presente proyecto se procede a definir la demanda de los diferentes sectores expresada en caudales, en la siguiente tabla se presenta los caudales al año 2024 y 2059.

Tabla 14. Demanda de Caudales

Sector	2024			2059		
	Población	caudal medio diario q	Caudal Máximo Diario QMD	Población de Diseño	caudal medio diario q	Caudal Máximo Diario QMD
Ictocruz	14277	25.61 l/s	33.30 l/s	28803	51.67 l/s	67.17 l/s
Turi	3643	6.54 l/s	8.50 l/s	7352	13.19 l/s	17.15 l/s
Calvario	3599	6.46 l/s	8.39 l/s	7261	13.03 l/s	16.93 l/s
Santa Anita	3355	6.02 l/s	7.82 l/s	6768	12.14 l/s	15.78 l/s
PTAP	2493	4.47 l/s	5.81 l/s	5029	9.02 l/s	11.73 l/s
Totoracocha	2134	3.83 l/s	4.98 l/s	4305	7.72 l/s	10.04 l/s
Poloma	1514	2.72 l/s	3.53 l/s	3053	5.48 l/s	7.12 l/s
Tierras Coloradas	1335	2.40 l/s	3.11 l/s	2693	4.83 l/s	6.28 l/s
<b>TOTAL</b>	<b>32350</b>	<b>58.04 l/s</b>	<b>75.44 l/s</b>	<b>65264</b>	<b>117.08 l/s</b>	<b>152.20 l/s</b>

Fuente, Elaboración: Propia

En la siguiente tabla se presenta el caudal de diseño de las diferentes estructuras del sistema de agua potable del Proyecto NERO.

**Tabla 15. Caudales de diseño**

<b>Caudales de Diseño</b>	<b>año 2024</b>	<b>año 2059</b>
Caudal Captación	90.528	182.64 l/s
Caudal Conducción	82.984	167.42 l/s
Caudal PTAP	82.984	167.42 l/s

Fuente, Elaboración: Propia

#### **4. OFERTA DEL SISTEMA**

Parte fundamental para evaluar y/o diseñar un proyecto es definir la oferta que este tiene, en el presente capítulo se define la oferta que tiene el Sistema de Agua Potable del Proyecto NERO.

##### **4.1. Fuentes de Abastecimiento.**

El sistema de agua potable del proyecto NERO tiene aproximadamente 42 años de servicio, en este periodo de tiempo las diferentes administraciones han realizado la denuncia para uso y aprovechamiento del agua de diferentes fuentes de abastecimiento, en el siguiente cuadro se presenta las fuentes adjudicadas:

**Tabla 16. Fuentes de Abastecimiento adjudicadas**

<b>NOMBRE DE CAPTACION</b>	<b>ESTE</b>	<b>NORTE</b>	<b>COTA</b>	<b>CAUDAL</b>	<b>No.</b>	<b>PROCESO</b>	<b>INFRAESTRUCTURA</b>	<b>FUENTE</b>
Captación Gulaghuayco	701816	9666631	3509	25	3713-A	Azud de Hormigón	Quebrada	
Captación Chanchan	701731	9666784	3507	20	3713-A	Azud de Hormigón	Quebrada	
Captación GuaguaChanchan	702457	9667375	3366	3	3713-A	Azud de Hormigón	Quebrada	
Captación Pucapungo	702709	9667495	3455	3	3713-A	Azud de Hormigón	Quebrada	
Captación Innominada 2	703128	9667651	3408	3	3713-A	Azud de Hormigón	Quebrada	
Captación Innominada 3	703948	9668171	3471	3	3713-A	Azud de Hormigón	Quebrada	
Captación Lechugas	704288	9669113	3448	3	3713-A	Azud de Hormigón	Quebrada	

Fuente, Elaboración: Propia

Del cuadro anterior se desprende que el sistema tiene adjudicado un caudal total de **60 l/s**.

En la siguiente figura se puede apreciar la ubicación de las fuentes de abastecimiento en la imagen satelital.

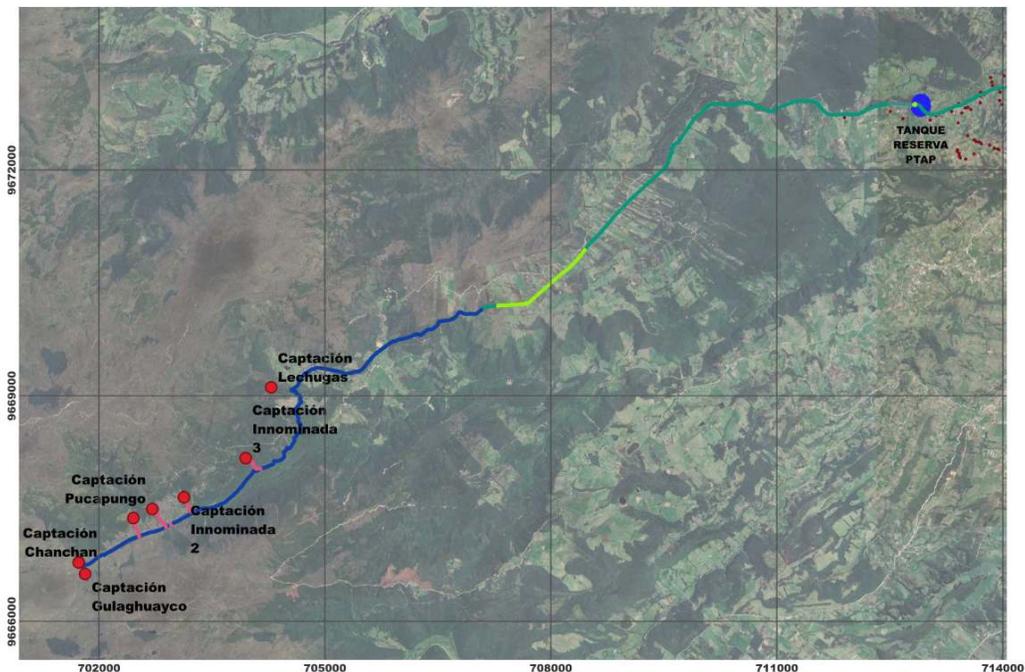


Figura 17. Fuente de Abastecimiento del Proyecto NERO.  
Fuente: Proyecto NERO. Elaboración: Propia

#### 4.2. Conducción de Agua Cruda.

El sistema de agua potable NERO conduce el agua cruda desde las fuentes de abastecimiento a la planta de tratamiento mediante una conducción cuya longitud tiene aproximadamente 14 Km. las principales características de esta se presentan en la siguiente tabla.

Tabla 17. Características de la conducción de agua cruda

LONGITUD	DIAMTERO	MATERIAL
1485 m	160 mm	PVC
5630 m	200 mm	PVC
7127 m	315 mm	PVC

Fuente: Proyecto NERO. Elaboración: Propia

Dentro de este contexto es importante recalcar que de la información proporcionada por los técnicos del sistema la conducción conduce hasta 75 l/s.

El trazado y disposición de la conducción se aprecia en la siguiente figura:



Figura 18. Conducción de agua cruda del Proyecto NERO.  
Fuente: Proyecto NERO. Elaboración: Propia

### 4.3. Planta de Tratamiento de Agua Potable.

El sistema de agua potable del proyecto NERO tiene una planta de tratamiento tipo convencional, misma que dispone de los siguientes procesos:

- Mezcla Rápida.
- Floculación
- Sedimentación
- Filtración rápida.
- Desinfección.
- Tanque de Reserva

La planta se ubica en el sector de NERO en las coordenadas UTM.

Tabla 18. Ubicación de la Planta de Tratamiento

	Este	Norte	Cota
Planta de Tratamiento	712859	9672859	3047

Fuente, Elaboración: Propia

En la siguiente figura se aprecia la ubicación de la planta en la imagen satelital.



Figura 19. Planta de Tratamiento de Agua Potable Proyecto NERO.  
Fuente, Elaboración: Propia

Los técnicos del sistema de agua potable de NERO supieron informar que la PTAP puede tratar hasta 75 l/s.

#### 4.4. Tanques de Reserva.

El sistema de agua potable de NERO está concebido para abastecer a toda su área de servicio desde 8 tanques de reserva mismos que tienen las siguientes características:

Tabla 19. Características de Tanques de Reserva

Sectores	Cota	Volumen	Usuarios	Área de Servicio
1 Ictocruz	2845	2000 m <sup>3</sup>	3574	2015.6 Ha
2 Turi	2705	200 m <sup>3</sup>	912	278.4 Ha
3 Calvario 1	2855	200 m <sup>3</sup>	901	456.9 Ha
Calvario 2	2855	300 m <sup>3</sup>		
4 Santa Anita	2875	1000 m <sup>3</sup>	840	803.6 Ha
5 PTAP	3045	1500 m <sup>3</sup>	624	559.0 Ha
6 Totoracocha	2835	1000 m <sup>3</sup>	534	336.0 Ha
7 Poloma	2750	100 m <sup>3</sup>	379	141.0 Ha
8 Tierras Coloradas 1	2710	100 m <sup>3</sup>	334	200.0 Ha
Tierras Coloradas 1	2710	600 m <sup>3</sup>		

Fuente: Proyecto NERO Elaboración: Propia

De la información recabada el volumen total de reserva que tiene el proyecto es 7000m<sup>3</sup>.

En la siguiente ilustración se presenta la ubicación de los tanques de reserva y las áreas de servicio de estos:

## 5. ANALISIS DE OFERTA Y DEMANDA DEL SISTEMA.

Dentro de este acápite es muy importante definir el déficit de la oferta del sistema de agua potable en términos de caudal, puesto que este sirve de insumo para realizar el trámite en el MAATE para la adjudicación del caudal que requiere el sistema para suplir la demanda insatisfecha.

Con base al análisis realizado en la demanda del sistema y a sabiendas que el sistema tiene actualmente adjudicado 60 l/s tenemos:

Tabla 20. Déficit de Caudales en el Sistema de agua potable NERO

Caudales de Diseño	DEMANDA		DEFICIT	
	año 2024	año 2059	año 2024	año 2059
Caudal Captación	90.53 l/s	182.64 l/s	18.53 l/s	110.64 l/s
Caudal Conducción	82.98 l/s	167.42 l/s	16.98 l/s	101.42 l/s
Caudal PTAP	82.98 l/s	167.42 l/s	16.98 l/s	101.42 l/s

Fuente, Elaboración: Propia

En base al análisis realizado se desprende que el déficit de agua en captación es de 110.64 l/s. Las acciones a seguir son:

- Buscar una fuente de abastecimiento que garantice el caudal requerido.
- Análisis de calidad y cantidad de agua en la fuente de abastecimiento.
- Realizar el trámite en el ente regulador para su adjudicación.

Con base al análisis de la oferta y demanda del sistema y realizando un análisis que no involucre únicamente al déficit de caudales tenemos que la Junta Administradora de Agua Potable y Saneamiento del Proyecto Regional deberá realizar los siguientes estudios y diseños

- a) Ubicación de la nueva fuente de Abastecimiento y de la nueva Planta de tratamiento de Agua Potable.
- b) Diseño de Captación de Agua Cruda
- c) Diseño de la Conducción de Agua Cruda
- d) Diseño de la nueva Planta de Tratamiento de Agua Potable.
- e) Diseño del sistema de interconexión del nuevo sistema con el existente.

- f) Evaluación y diseño de mejoras de la red de conducciones de agua tratada y de las redes de distribución.

El alcance del presente estudio considera los acápite a, b, c y d. mismos que se desarrollan a continuación.

## 6. DISEÑOS DE MEJORAS DEL SISTEMA.

### 6.1. Fuente de Abastecimiento

Talvez el principal componente de un sistema de agua potable es la fuente de abastecimiento ya que esta provee la materia prima para el sistema que es el agua, en este contexto se debe analizar que esta garantice calidad y cantidad.

Los técnicos y directivos del Sistema Comunitario NERO han dado seguimiento al río Shucay y han identificado dos posibles lugares para captar el caudal requerido, en la siguiente tabla se presenta las coordenadas de las alternativas.

Tabla 21. Alternativas para Captación

CAPTACION	ESTE	NORTE	COTA
Alternativa 1	705019	9668321	3220
Alternativa 2	707795	9669231	2980

Fuente, Elaboración: Propia

En la siguiente figura se puede apreciar la ubicación de las fuentes de abastecimiento.

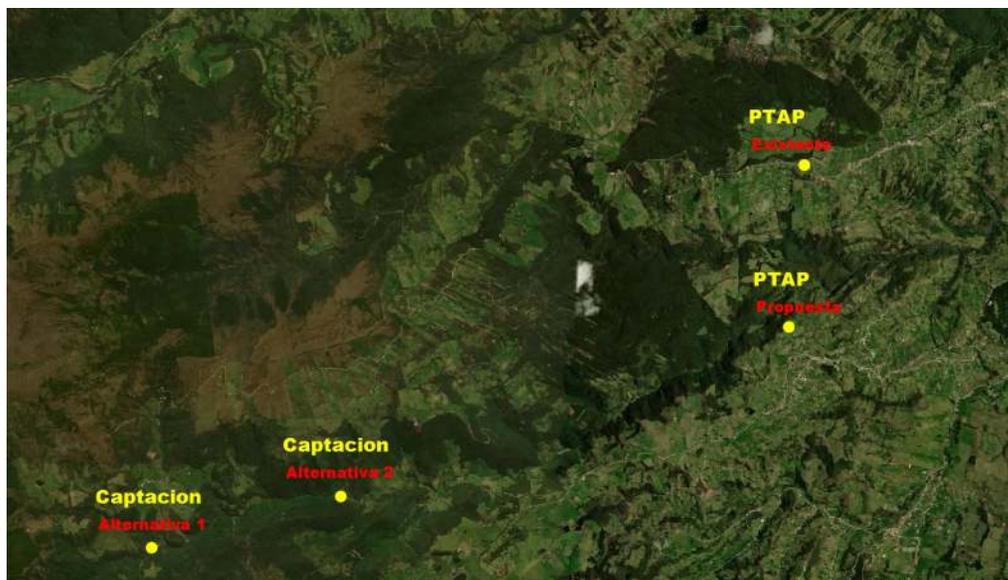


Figura 20. Ubicación de alternativas de captación.  
Fuente, Elaboración: Propia

Es importante mencionar que las dos fuentes de abastecimiento se encuentran en el río Shucay, las alternativas distan entre si aproximadamente a 1.2 Km.

Se realizó un análisis de ventajas que tiene cada una, mismas que se presentan en la siguiente tabla.

**Tabla 22. Alternativas para Captación**

	<b>Alternativa 1</b>	<b>Alternativa 2</b>
Cota de servicio	Mayor	Menor
Calidad de Agua	Buena	Buena
Cantidad de Agua	Menor	Mayor

Fuente, Elaboración: Propia

Las ventajas de una alternativa sobre otra se definen por la cota en la cual se encuentran, a continuación, se realiza un análisis de las alternativas.

#### I. ALTERNATIVA 1

La alternativa 1 tiene cota suficiente para llegar a una altura similar a la de la Planta de tratamiento actual, lo que puede facilitar la interconexión de los sistemas, se debe considerar que la conducción de agua que sale de la PTAP no tendría capacidad para conducir el nuevo caudal debiendo diseñarse una nueva línea de conducción.

La cantidad de agua en la fuente es factor fundamental a considerar, se debe indicar que la alternativa se ubica unos metros aguas abajo de la captación del sistema de riego de Tutupali, de la información que se tiene del seguimiento a la fuente realizada por los técnicos del Proyecto el caudal remanente en este último estiaje es de aproximadamente 25 l/s (en condiciones normales el caudal es superior a los 80 l/s), la ubicación de la captación de esta alternativa no garantiza el caudal requerido.

La calidad física, química y bacteriológica del agua cruda es muy buena

#### II. ALTERNATIVA 2

La alternativa 2 tiene una cota inferior a la de la Planta de tratamiento actual (pudiera ser un inconveniente), y superior a la del tanque Rompe presión de Manzanoloma, esta última condición facilita la interconexión de los sistemas incluso se puede sectorizar las áreas de servicio para cada PTAP e interconectarlas entre si cuando así se lo requiera.

El estiaje que se suscitó entre los meses de agosto y noviembre del presente año (el peor de los últimos 50 años) fue importante para definir la capacidad de la fuente, los directivos y técnicos del Sistema NERO realizaron aforos en el río en el punto de captación obteniendo caudales superiores a los 105 l/s, el seguimiento realizado a la fuente nos da la seguridad de que esta alternativa nos garantiza el caudal requerido para suplir el déficit en la demanda de caudales.

La calidad física, química y bacteriológica del agua cruda es muy buena.

Por lo antes expuesto y con base al seguimiento realizado a las dos alternativas para ubicar la captación se define a la ALTERNATIVA 2 como la mas IDONEA Y QUE GARANTIZA EL CAUDAL REQUERIDO POR EL SISTEMA

## **6.2. Ubicación de la Planta de tratamiento de Agua Potable.**

La ubicación de la planta de tratamiento de agua potable es muy importante ya que esta define el área de servicio que puede cubrir, para definir su ubicación se debe definir y considerar punto obligados.

Una vez que se realizado el análisis respectivo se definió que el lugar más idóneo para el emplazamiento de la planta de tratamiento de agua potable es en el sector de Tutupali, en las coordenadas:

**Tabla 23. Ubicación de Planta de Tratamiento.**

	ESTE	NORTE	COTA
Planta de Tratamiento	712705	9671079	2957

Fuente, Elaboración: Propia

En la siguiente figura se aprecia la ubicación de la planta de tratamiento de agua potable.

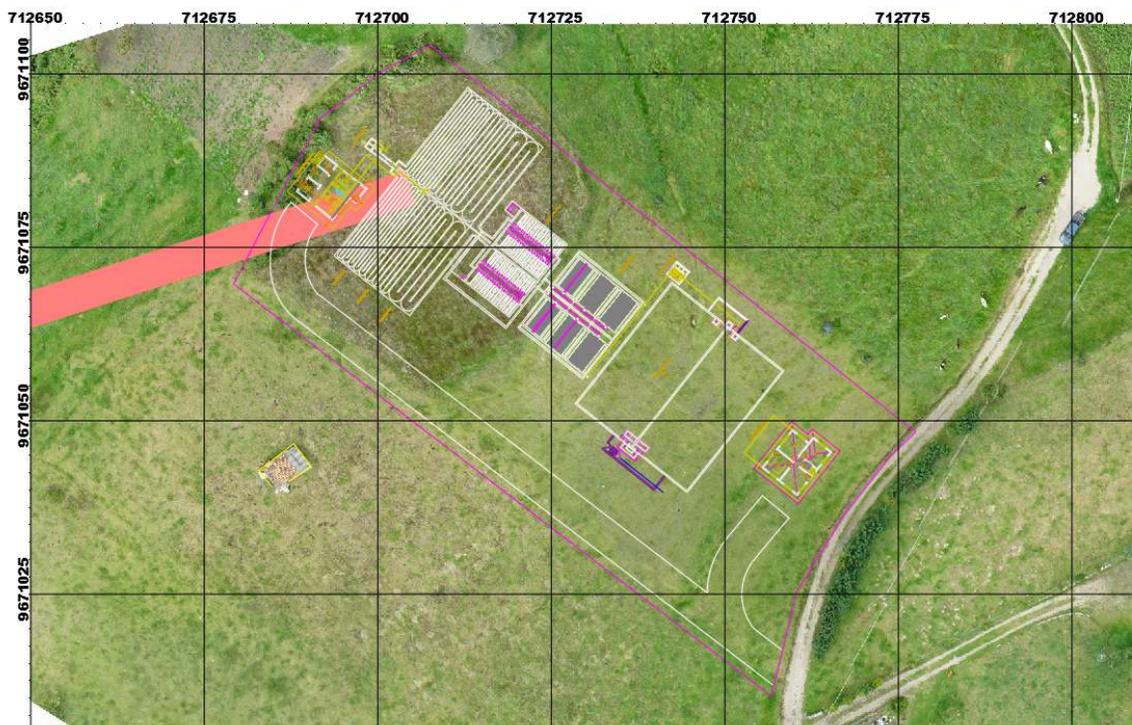


Figura 21. Ubicación de planta de tratamiento de agua potable  
Fuente, Elaboración: Propia

### 6.3. Diseño de la Captación de Agua Cruda.

El diseño de la captación de agua cruda para el Sistema de Agua Potable del Proyecto Comunitario NERO se la realiza en el río Shucay (de montaña), este presenta desafíos debido a las características geográficas, topográficas y ambientales. Los ríos de montaña suelen tener caudales variables, pendientes pronunciadas y una alta carga de sedimentos, lo que requiere de soluciones que se adapten al medio y así garantizar el suministro de agua.

Se plantea diseñar una captación que minimice el impacto ambiental, maximice la eficiencia en la captación de agua y asegure la durabilidad frente a condiciones climáticas extremas. Para lograr esto, se considerarán diversos factores, como la selección del sitio, el tipo de captación y las medidas de protección contra la erosión y sedimentación.

Existen varios tipos de captación de agua en ríos de montaña, entre las más comunes tenemos:

- Toma Lateral: Este tipo de captación se ubica en la orilla del río. La estructura se coloca a una altura conveniente sobre el fondo del río y es regulada por una estructura (azud) que se encuentra aguas abajo que regula el nivel.

- **Rejilla de Fondo:** esta capta el agua por medio de una rejilla que se coloca en una estructura (azud) con buena cimentación, en una estructura estable generalmente rectangular, que se coloca perpendicularmente a la corriente del río.

### 6.3.1. Criterios de Diseño.

En el presente acápite se realiza una descripción de criterios a considerar para el diseño de una captación con rejilla de fondo.

#### ✓ **Ubicación del azud.**

Pendiente del río: definir un sector con baja pendiente y caudal constante.

Geotecnia: Evaluar la estabilidad del terreno para evitar erosión, deslizamientos y/o derrumbes.

Impacto ambiental: Minimizar los efectos en la fauna y flora local.

#### ✓ **Caudal de diseño.**

Caudal ecológico, considerar el caudal mínimo ecológico.

Demanda: Dimensionar la captación para el caudal de diseño

Comprobar para el caudal de máxima crecida para garantizar la estabilidad del azud.

#### ✓ **Rejilla de fondo:**

Tamaño de los espacios: La rejilla debe tener una superficie entre barrotes que permita el paso de sedimentos finos, pero evite el ingreso de piedras grandes y escombros.

Material: Utilizar materiales resistentes a la corrosión y a la abrasión.

#### ✓ **Azud:**

Altura del azud: Dependerá del nivel de agua necesario para derivar el caudal requerido, pero debe minimizar el impacto en el cauce aguas abajo.

Se debe considerar un vertedero para evacuar el exceso de agua captada durante la creciente sin comprometer la seguridad.

✓ **Mantenimiento:**

Limpieza de la rejilla: La rejilla debe estar diseñada de manera que pueda limpiarse con facilidad.

Inspección periódica: Asegurar el buen funcionamiento mediante inspecciones y reparaciones regulares.

**6.3.2. Ubicación de la Captación**

Con base a los criterios de diseño se definió que la captación mas apropiada para el proyecto es con rejilla de fondo.

La ubicación definida para la captación cumple con los criterios establecidos en los criterios de diseño, puesto que esta se adapta mucho mejor a las condiciones topográficas del lugar, geológicamente es un lugar que se puede catalogar como estable, además el sitio tiene un desnivel natural en el cual se puede implantar una pantalla frontal en la cual se implante la rejilla seguida de un colchón de agua natural.

En la siguiente fotografía es puede observar el sitio en el cual se emplazará la captación.



Fotografía 1. Ubicación de la Captación  
Fuente, Elaboración: Propia

**6.3.3. Diseño de la captación con rejilla de fondo.**

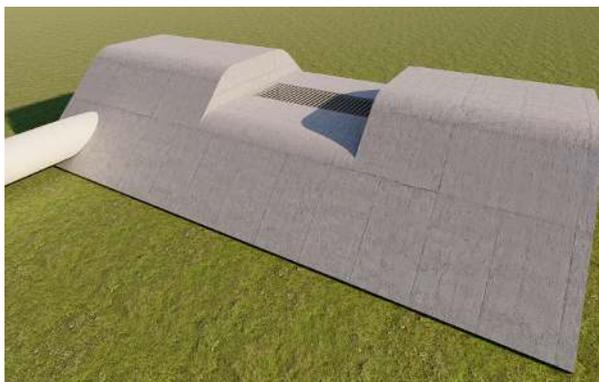
El diseño de la captación se realizó aprovechando las características topográficas del sitio en el cual se emplazará, como se mencionó en el acápite anterior en el lugar se produce un salto en el cauce que es ideal para ubicar una pantalla o azud para subir el nivel de agua sobre el cauce y seguido del mismo se genera un remanso que viene a ser un colchón de agua natural.

### 6.3.3.1. Diseño de la Pantalla.

El dimensionamiento de la pantalla se lo realiza aprovechando la topografía del sitio y tratando de no alterar la morfología del cauce se consideró:

- Elevar la pantalla 0.80 m sobre el nivel de cauce.
- Mantener el ancho del cauce.

Con estas consideraciones la pantalla tiene la siguiente forma.



Fotografía 2. Pantalla propuesta para la captación  
Fuente, Elaboración: Propia

Las dimensiones y características de la pantalla se presentan en el siguiente acápite que corresponde al diseño de la rejilla de fondo.

Dentro de este punto se debe indicar que no se realizó el diseño de un azud ya que las características topográficas del sitio son mas apropiadas para una pantalla que se acople de mejor manera al sitio de emplazamiento.

### 6.3.3.2. Diseño de la rejilla de fondo.

Previo a realizar el diseño de la pantalla y de la rejilla es importante conocer los caudales del río Shucay, mismos que se presentan a continuación:

- Caudal mínimo        0.2 m<sup>3</sup>/s
- Caudal Medio        1.5 m<sup>3</sup>/s
- Caudal de Creciente 25 m<sup>3</sup>/s
- Caudal a captar        110 l/s.

Y para el diseño de la captación con rejilla de fondo requerimos los siguientes datos:

- Ancho de rejilla        2.0m (dato impuesto).

- Ancho del Río 6.0m
- Número de contracciones 2
- Diámetro de la varilla 25mm
- Separación entre varillas 40mm
- Velocidad entre barrotes 0.20 m/s
- Coeficiente de descarga 0.90

El diseño de la bocatoma se la realiza como un vertedero rectangular con doble contracción

En la siguiente tabla presentamos el diseño de la rejilla y la comprobación para los caudales medio y de creciente del río.

**Tabla 24. Diseño de la Captación con rejilla de Fondo.**

Datos	Símbolo	Valor	Criterio	Resultado	Símbolo	Valor
Caudal mínimo río	Qr.min	0.20 m3/s	$H = \left[ \frac{Q}{1.84 * L} \right]^{2/3}$	Altura de agua sobre azud	H	0.096 m
Caudal promedio río	Qr.prom	1.50 m3/s	$L' = L - 0.1 * n * H$	Ancho corregido por contracción	L'	1.981 m
Caudal máximo río	Qr.max	25.00 m3/s	$Vr = \frac{Q}{L' * H}$	Velocidad del río sobre azud	Vr	0.58 m/s
Caudal a Captar	Q	0.110 m3/s	$0.3 < Vr < 3m/s$	Comprobación velocidad	<b>CUMPLE</b>	
Ancho río	Br	6.00 m		<b>CALCULO DEL CANAL DE ADUCCION</b>		
Ancho Azud	L	2.00 m	$Xs = 0.36 * Vr^{2/3} + 0.6 * H^{4/7}$	Alcance filo superior	Xs	0.407 m
Número de Contracciones	n	2	$Xi = 0.18 * Vr^{4/7} + 0.74 * H^{3/4}$	Alcance Filo inferior	Xi	0.259 m
			$B = Xs + 0.10$	Ancho de canal de aducción	B	0.55 m
			<b>DISEÑO DE LA REJILLA</b>			
<b>Ancho de Rejilla</b>	<b>B</b>	<b>0.55 m</b>	$An = \frac{Q}{K * Vb}$	Area neta rejilla	An	0.61 m2
Diam. o Base de varilla	d	25.0 mm	$An = \frac{a}{a+d} * B * Lr$	Largo de Rejilla	Lr	1.85 m
Separación entre varillas	a	40 mm	$Lr = \frac{a+d}{a * b} * An$ min 0.70m	Area neta corregida	An	0.63 m2
Velocidad entre barrotes	Vb	0.20 m/s	$N = \frac{An}{a * B}$	Número de espacios	N	29
Contante	K	0.9	$An * = a * B * N$	<b>Area neta rejilla</b>	<b>An*</b>	<b>0.64 m2</b>
				<b>Velocidad entre barrotes</b>	<b>Vb</b>	<b>0.19 m/s</b>
				<b>Longitud rejilla ajustada</b>	<b>Lr</b>	<b>1.90 m</b>
			<b>COMPROBACION PARA CAUDAL MEDIO EN RIO</b>			
Coef. descarga orificio	Cd	0.3	$Hp = \left[ \frac{Qr.prom}{1.84 * L} \right]^{2/3}$	Altura de agua sobre azud	Hp	0.550 m
Gravedad	g	9.81 m/s2	$Qcm = Cd * An * \sqrt{2 * g * Hp}$	Caudal captado con Qr.prom	Qcm	0.629 m3/s
				Caudal de exceso	Qem	0.519 m3/s
			<b>COMPROBACION PARA CAUDAL MAXIMO EN RIO</b>			
Coef. descarga orificio	Cd	0.3	$Hp = \left[ \frac{Qr.max}{1.84 * L} \right]^{2/3}$	Altura de agua sobre azud	Hm	3.587 m
Gravedad	g	9.81 m/s2	$Qcm = Cd * An * \sqrt{2 * g * Hp}$	Caudal captado con Qr.prom	Qcm	1.384 m3/s
				Caudal de exceso	Qem	1.384 m3/s

Fuente, Elaboración: Propia

El agua que se capta en la rejilla es conducida hacia el desripador por medio de una tubería de presión de diámetro  $D=500$  mm de PVC de 1 MPa.

En las siguientes figuras podemos apreciar la captación diseñada para el proyecto.

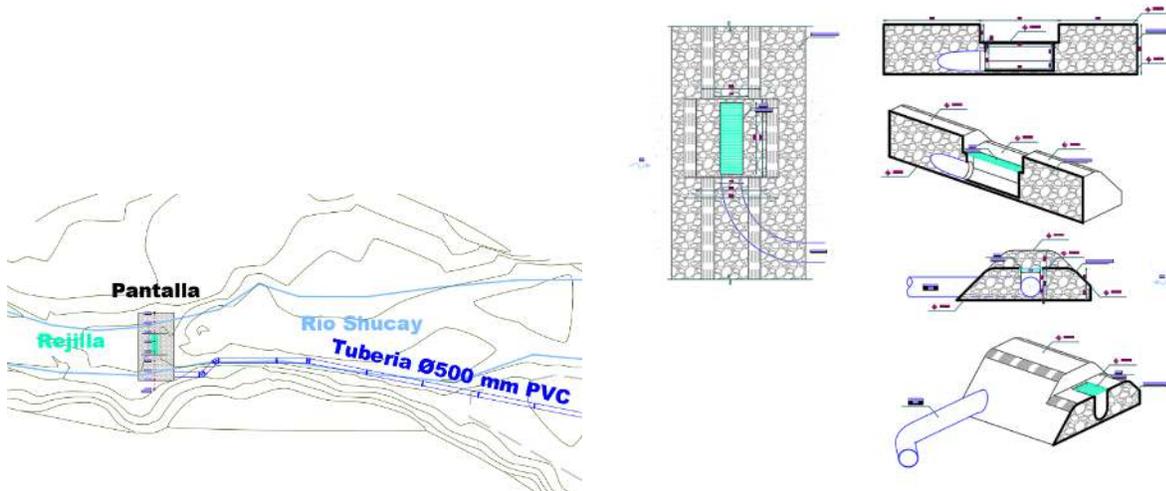


Figura 22. Captación para el Proyecto  
Fuente, Elaboración: Propia

En los planos de diseño se puede apreciar con mayor detalle la disposición y las dimensiones de las estructuras

#### 6.4. Diseño del Desarenador y Desripador.

Componentes importantes dentro de una captación de agua cruda en río de montaña son el desripador y el desarenador puesto que estos eliminan partículas que pueden ocasionar problemas en la conducción.

El desripador es una estructura que se utiliza para eliminar las partículas gruesas, como piedras y grava, del agua captada en un río de montaña. Su principal función es minimizar el ingreso de este material al desarenador. El desripador generalmente se coloca previo al ingreso del desarenador y actúa como una primera barrera de desbaste. Al retener las partículas más grandes.

El desarenador constituye un tratamiento primario se encarga de eliminar las partículas más finas, como arenas y sedimentos del agua captada por acción de la gravedad. Esta estructura es fundamental ya que evita el ingreso de material a la conducción de agua cruda., mejorando así sus condiciones operativas.

Un desarenador esta dividido en varias zonas:

1. Zona I: Cámara de quietamiento.
2. Zona II: Entrada al Desarenador.
3. Zona III: Zona de sedimentación.
4. Zona IV: Salida del Desarenador.
5. Zona V: Almacenamiento de lodos

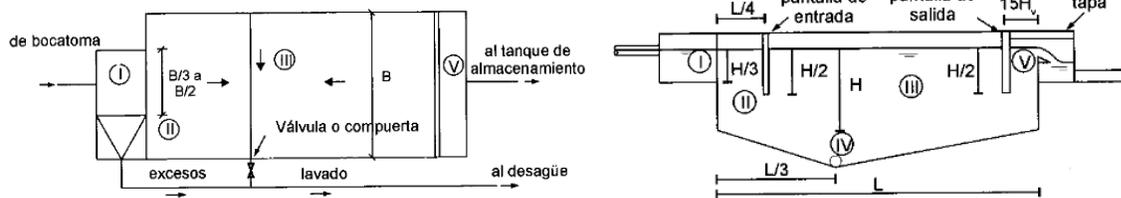


Figura 23. Zonas de un Desarenador  
Fuente, Elaboración: Propia

#### 6.4.1. Criterios y Parámetros de Diseño

El periodo de retención hidráulico deberá ser de al menos 30 minutos, siendo este el tiempo en que tarda una partícula de agua en entrar y salir de la estructura.

La carga hidráulica superficial, que se define como el caudal por unidad de área superficial del desarenador, esta debe estar en el rango de 15 a 80 m<sup>3</sup>/m<sup>2</sup>/día.

La sedimentación de las partículas está regida por la ley de Hazen y Stokes misma que viene dada por la expresión:

$$v_s = d^2 \frac{g * (\rho_s - \rho)}{18 * \mu} = d^2 * K$$

En donde:

- v Viscosidad cinemática
- $\rho_s$  peso específico de la arena
- $\rho$  peso específico del fluido
- g aceleración de la gravedad.
- d diámetro de la partícula a remover

en el estudio de sedimentación se realiza las siguientes suposiciones:

- El flujo se reparte uniformemente en la sección transversal.
- El agua se desplaza a velocidad uniforme en el desarenador.
- Las partículas que lleguen al fondo serán removidas.
- Se conoce el diámetro de la partícula a ser removida.

Por la interferencia de las pantallas difusoras el flujo no se distribuye uniformemente por ende las velocidades no son constantes (por corrientes térmicas y zonas muertas)

El grado del desarenador hace referencia a la eficiencia de las pantallas deflectoras del desarenador y viene dada por:

- n=1 deflectores deficientes o ausencia de ellos
- n=2 deflectores regulares
- n=3 deflectores buenos
- n=5 a 8 deflectores muy buenos.
- n=infinito caso teórico

En las siguientes tablas se presenta el grado del desarenador en función de la partícula a ser removida, los valores de la viscosidad cinemática y el grado del desarenador en función de la remisión de este.

Tabla 25. Viscosidad cinemática y grados del desarenador.

Grado	Material	Diámetro (mm)		Viscosidad	
				Temperatura	Cinetmatica cm <sup>2</sup> /s
	<b>Gravilla</b>			0	0.01788
1	Gruesa	mayor	2	2	0.016737
2	Fina	2.00	1.00	4	0.015673
	<b>Arena</b>			6	0.014716
3	Gruesa	1.00	0.50	8	0.013848
4	Media	0.50	0.25	10	0.013063
5	Fina	0.25	0.10	12	0.012346
6	Muy Fina	0.10	0.05	14	0.011692
	<b>Fango</b>			16	0.011093
7	Grueso y Medio	0.05	0.01	18	0.01054
8	Fino	0.01	0.005	20	0.010034
	<b>Arcilla</b>			22	0.009565
9	Gruesa y media	0.005	0.001	24	0.009132
10	Fina	0.001	0.0001	26	0.008729
11	Coloidal	menor	0.0001	28	0.008356

Grado Desarenador	Remosión %							
	88%	80%	75%	70%	65%	60%	55%	50%
n=1	7.00	4.00	3.00	2.30	1.80	1.50	1.30	1.00
n=2	2.75		1.66					0.76
n=3	2.37		1.52					0.73
Maximo Teorico	0.88		0.75					0.50

Constante k

- n=1                    Deflectores deficientes o ausencia de ellos
- n=2                    Deflectores rectangulares
- n=3                    Deflectores buenos
- n=5 a 8                Deflectores muy buenos
- n= tiende infinito    caso teorico

Fuente, Elaboración: Propia

En la siguiente tabla se presenta el diseño del desarenador:

Datos	Símbolo	Valor	Unidad	Criterio	Resultado	Símbolo	Valor	Unidad
<b>CONDICIONES DE DESARENADOR</b>					Velocidad Sedimentación	vs	0.769	cm/s
Temperatura Agua	Ta	14	°C	$v_s = d^2 g * (\rho_s - \rho) / 18 * \mu = d^2 x K$	Tiempo que llega partícula a fondo	T	195	s
Viscosidad Cinematica	v	0.011692	cm <sup>2</sup> /s	$T = \frac{H}{v_s}$	Tiempo de retención Hidraulico	θ	585	s
Peso especifico arena	ρs	2.65		$K\theta = \frac{\theta}{T}$		θ	0.5	h
Peso especifico fluido	ρ	1		$\theta = T * K\theta$	Volumen del desarenador	V	198	m <sup>3</sup>
Gravedad	g	981	cm/s <sup>2</sup>	$V = \theta * QMD$	Area Superficial	As	132	m <sup>2</sup>
Porcentaje de Remosión	Pr	75%		$As = \frac{V}{H}$	Ancho Desarenador	B	6.70	m
Grado desarenador Sin deflectores	n	1		$B = 2 * \sqrt{\frac{As}{L/B}}$	Largo Desarenador	L	19.80	m
Altura de Sedimentación	H	1.5	m	$Vel. Sed teorica = Ch diaria$	Altura desarenador	H	1.50	m
Díámetro partícula a remover	ds	0.1	mm	$do = \sqrt{\frac{v_o * 18 * \mu}{g * (\rho_s - \rho)}}$	Carga Hidraulica	Ch	72	m <sup>3</sup> /m <sup>2</sup> *d
Tiempo de retención Hidraulico	Kθ	3			Vel. Sedimentación teórica	vo	0.0829	cm/s
Relación Largo Ancho	L/B	3			Diametro partícula teorica	do	0.03	mm
Constante arenas	ka	0.04		$\frac{v_s}{v_o} = \frac{\theta}{T}$	Comprobación relación velocidades		9	
Sedimentación gravedad	f	0.3		$vh = \frac{v_o * L}{H}$	Velocidad horizontal	vh	1.094	cm/s
Relación Longitud/prof lodos	Rl	10		$vr = \sqrt{\frac{8 * ka}{f} * g * (\rho_s - \rho) * d}$	Velocidad horizontal máxima	vh max	15.38	cm/s
<b>CONDICIONES HIDRAULICAS</b>					Velocidad de resuspensión	vr	4.16	cm/s
Número de Unidades	Nu	1			<b>CALCULO DE ELEMENTOS DEL DESARENADOR</b>			
Caudal máximo diario	q	110	l/s	$Hv = \left(\frac{Q}{1.84 * B}\right)^{2/3}$	Vertedero de Salida			
				$Vv = \frac{Q}{B * Hv}$	Altura sobre vertedero de Salida	Hv	0.043	m
				$Hs = \frac{H}{2} \quad Ds = 15 * Hv$	Velocidad vertedero	Vv	0.38	m/s
				$He = \frac{H}{2} \quad De = L/4$	Longitud camara vertedero	Vv	0.38	m/s
				$Hlmax = \frac{L}{Rl}, Hlmin = 0.75$		Lv	0.5	m
				$Dca = \frac{L}{3}, Dvs = L - Dca$	Pantalla de Salida			
				$Pt = (Hlmax - Hlmin)/B$	Profundidad	Hs	0.75	m
				$Plc = (Hlmax - Hlmin)/Dca$	Distancia al vertedero salida	Ds	0.70	m
				$Pll = (Hlmax - Hlmin)/Dvs$	Pantalla de Entrada			
					Profundidad	He	0.75	m
					Distancia a camara de quietamiento	De	5.00	m
					Almacenamiento de lodos			
					Profundidad máxima lodos	Hlmax	1.5	0.7
					Profundidad máxima lodos adoptada	Hlmax	1	
					Profundidad mínima adoptada	Hlmin	0.8	
					Dis. salida de Camara de quietamiento	Dca	6.6	
					Dis. Vertedero de salida	Dvs	13.20	
					Pendiente Transversal	Pt	3.0%	
					Pendiente Longitudinal corta	Plc	3.0%	
					Pendiente Longitudinal larga	Pll	1.5%	

Tabla 26. Diseño del desarenador.

					<b>Camara de Aquietamiento</b>			
					Profundidad	Haq	0.5	
					Ancho	Baq	2.3	2.645
					Largo adoptado	Laq	2.3	
					<b>Tubería de Desague</b>			
					Carga disponible	Cdis	2 m	
					Altura desarenador	Ades	2.50 m	
					Carga total	Ct	4.50 m	
					<b>Diametro Tubería desague</b>	Dd	160 mm	
					Coefficiente Friccion	Cm	150	
					Longitud descarga	Ld	93 m	
					Caudal descarga	Qdes	0.066 m <sup>3</sup> /s	
					Coefficiente de descarga	Cd	0.47	

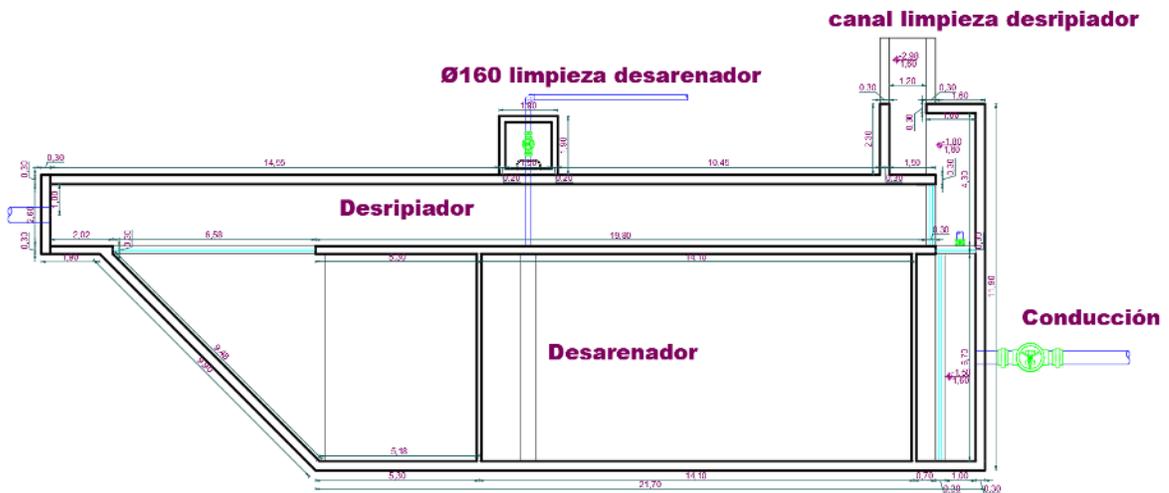
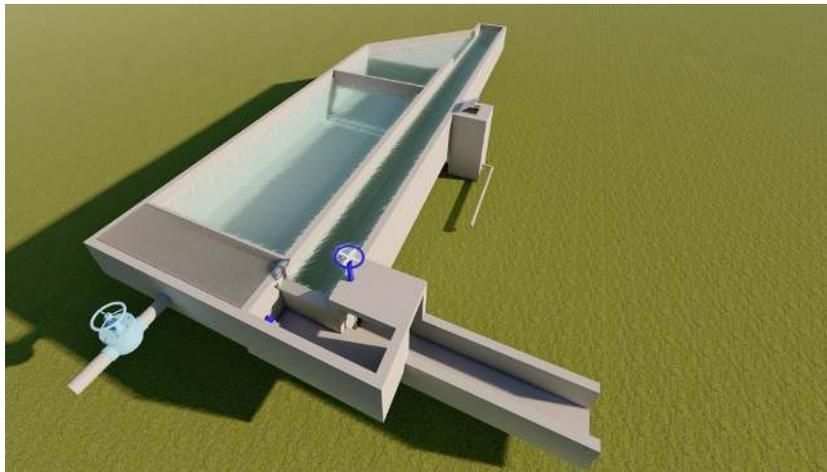
$$Q_{des} = \frac{C_t * C_m^{1.852} * D^{4.87}}{10.665 * L}$$

$$C_d = \frac{Q_{des}}{A_o * \sqrt{2 * g * A_{des}}}$$

$$T_v = \frac{2 * A_s * \sqrt{C_t}}{C_d * A_o * \sqrt{2 * g}}$$

Fuente, Elaboración: Propia

En las siguientes figuras se puede apreciar el desripiador y desarenador diseñado:





- Material Hierro Ductil clase C30.
- La clase de la tubería estará dada por la carga estática disponible mas la sobrepresión.

### 6.5.1. Pérdidas por fricción.

El calculo de las pérdidas por fricción en la conducción se determinará con la ecuación de Hazen Williams viene dada por la expresión:

$$hf = \frac{10.665 * L * Q^{1.852}}{C^{1.852} * D^{4.87}}$$

En donde:

Hf pérdidas por fricción (m)

L Longitud de tubería (m)

Q Caudal de diseño de conducción (m<sup>3</sup>/s)

C Coeficiente de Hazen Williams en función del material de la tubería.

D Diámetro de la tubería (m).

Los valores del coeficiente C de Hazen-Williams para diferentes tipos de tubería se encuentra definido en la siguiente tabla,

Tabla 27. Valores para el coeficiente C, Norma CO 10.07-601

<u>Material de Tubería</u>	<u>Coeficiente C</u>
Acero Corrugado	60
Acero Galvanizado	125
Asbesto - Cemento	140
Cobre	130
PVC	140
Hormigón Liso	140
Hormigón Ordinario	140
Hierro Fundido Nuevo	140
Hierro Fundido Viejo	140

Fuente: Norma 10.07-601. Elaboración: Propia

Para el presente estudio se adopta un valor de 140.

### 6.5.2. Pérdidas en accesorios.

Para el cálculo de las pérdidas menores producidas en accesorios colocados en la conducción (válvulas, codos, tees, reducciones, etc) se determinará por medio de la siguiente expresión:

$$hf_{acc} = K \frac{v^2}{2 * g}$$

En donde:

$hf_{acc}$  = pérdidas en accesorios (m)

K coeficiente de pérdida por accesorio.

v velocidad (m/s)

g aceleración de la gravedad m/s<sup>2</sup>

En la siguiente tabla se presenta los valores de K para diferentes accesorios.

Tabla 28. Valores K para diferentes accesorios

Accesorio	K
Válvula de globo, completamente abierta	10,0
Válvula de mariposa, completamente abierta	1,2
Válvula de cheque, completamente abierta	2,5
Válvula de compuerta, completamente abierta	0,2
Válvula de retención	1,5
Codo de radio corto	0,9
Codo de radio medio	0,8
Codo de gran radio	0,6
Codo de 45°	0,4
Tee, en sentido recto	0,3
Tee, a través de la salida lateral	1,8
Tee, con reducción	0,56
Unión	0,3
Ye de 45°, en sentido recto	0,3
Ye de 45°, salida lateral	0,8
Entrada recta a tope	0,5
Entrada con boca acampanada	0,1
Entrada con tubo entrante	0,9
Salida	1,0

Fuente: CPE INEN. Elaboración: Propia.

### **6.5.3. Accesorios en líneas de conducción.**

En diseño de conducciones se debe analizar la necesidad instalar diversos accesorios que tienen como objetivo mejorar las condiciones de operación y mantenimiento de las mismas.

En este sentido el diseño debe contemplar accesorios para diferentes fenómenos que se pueden presentar, siendo los más comunes: ruptura, purga o limpieza, seccionamiento, control de presión, control de caudal, control de llenado de tanques, etc., entre los mas importantes.

En este sentido en el presente estudio se prevé la instalación:

#### **6.5.3.1. Válvulas de aire.**

Las válvulas de aire se clasifican de acuerdo con la función básica que desarrollan:

- Expulsar aire de la línea durante los procesos de llenado inicial y aquellos que se produzcan luego de una suspensión de flujo, de esta manera se consigue un llenado rápido y sin pulsaciones de flujo.
- Admitir aire durante los procesos de vaciado de las líneas por razones de operación (apertura de válvulas de purga) y principalmente durante vaciados no controlados relacionados con roturas accidentales de la tubería.
- Purgar el aire que se acumule en los puntos elevados de menor presión durante la operación normal del sistema evitando incrementos de pérdida de carga y problemas de cavitación por implosión de las burbujas de aire.

En tal sentido, se consideran válvulas de aire combinadas (VTF) de triple función (admisión, expulsión y purga de aire), otras combinadas (VDF) de doble función (admisión-expulsión) y finalmente válvulas simples (VAS) de purga de aire

Válvulas de triple función (VTF), en todos los puntos elevados de la conducción donde existe una transición de menor a mayor pendiente longitudinal y donde existen posibilidades de separación de la columna.

Válvulas de doble función (VDF) en aquellos sitios donde existe cambio de pendiente, generalmente próximo al inicio y final de las líneas de conducción.

### 6.5.3.1.1. *Dimensionamiento.*

- **Dimensionamiento del Orificio de Succión.**

Para el dimensionado del orificio de succión se determinará el máximo caudal de drenaje, el que será en caso de una ruptura donde el área de la misma es mayor o igual al área de la tubería de la conducción.

Cuando la tubería sufre este fenómeno, la tubería se vacía por gravedad.

El caudal máximo de drenaje por gravedad se calcula con la fórmula:

$$Q = 0.275C \times J^{0.54} \times D^{2.62}$$

Donde:

Q = Caudal máximo de Drenaje m<sup>3</sup>/s

C = Coeficiente de H.W.

J = Pendiente m/m

D= Diámetro Interno m.

El Caudal máximo de drenaje es igual a el Caudal de succión de Aire, entonces.

$$Q=Q_a$$

Una vez determinado el Caudal de succión de aire se calcula el área del orificio que esta en función de la diferencia de presión que se genera entre el interior de la válvula y la atmósfera, el coeficiente del orificio y la densidad del aire.

Se parte de la ecuación que determina el caudal del aire que circulará a través de un orificio.

$$Q = 0.275C \times J^{0.54} \times D^{2.62}$$

Donde:

Q<sub>a</sub> Caudal de aire. m<sup>3</sup>/s

A<sub>o</sub> Área del Orificio. m<sup>2</sup>

C<sub>o</sub> Coeficiente del orificio. (≈ 0.7)

Δp Diferencial de presión a través del orificio mca

P Densidad del Aire. 1.2 kg/cm<sup>3</sup>

Para de aquí despejar el área del orificio siendo.

$$Q = 0.275C \times J^{0.54} \times D^{2.62}$$

Posterior al cálculo del área del orificio se determina el diámetro del orificio calculado y con este se escoge un diámetro comercial que sea igual o el mayor más cercano al calculado.

- **Dimensionamiento del Orificio de Expulsión.**

Para el dimensionado del orificio de expulsión se parte de la asignación del porcentaje de aire que lleva el agua en la conducción, mismo que se determina en función a la siguiente tabla.

Tabla 29. Porcentajes de acumulación de aire en puntos elevados de una conducción

Caudal de agua en la conducción		Porcentaje de acumulación de aire
Gpm	(l/s)	
0-1.000	0 - 63	6.00%
1.000 – 2.000	63 - 126	5.00%
2.000 – 5.000	126 - 315	2.00%
5.000 - 50.000	315 - 3.150	1.50%
> 50.000	> 3.150	1.20%

Fuente: APCO. Elaboración: Propia

Una vez determinado el % de Aire que lleva la conducción se calcula el Caudal de Aire.

$$Qa = \frac{\% \text{ Aire}}{100} \times Q$$

Con el Caudal del Aire se determina el diámetro teórico del orificio.

$$\varnothing_o = \sqrt[2]{\frac{Qa}{\left(\frac{p_{max}}{10}\right) \times 0.007912}}$$

Donde:

$\varnothing_o$  Diámetro teórico del orificio mm

$P_{m\acute{a}x}$  Presión Máxima mca

Una vez calculado diámetro teórico del orificio se escoge un diámetro comercial que sea igual o mayor al calculado.

En la siguiente tabla se presenta el diseño de las válvulas de aire de la conducción.

Tabla 30. Dimensionamiento de válvulas de aire

GEOMETRIA				ORIFICIO DE SUCCION							ORIFICIO DE EXPULSION					
ABS. V.A	COT. V.A	Ø TUB interno	LONGITUD	Q. SUCCION	Δp	Co	p	Ao	Øo CALC	Øo DISEÑO	CAUDAL	PRESION	Q AIRE	Øo TEORICO	Øo COMERCIA L	Øo REAL
m	m	mm	m	m <sup>3</sup> /s	m	cte	kg/mm <sup>3</sup>	mm <sup>2</sup>	mm	pulg	L/s	m.c.a.	L/s	mm	pulg	mm
5175	2944.27	400	150	3.283	3	0.7	1.2	20971.78	163.41	6	110.5	134.79	2.21	1.115	1/16	1.588
100	2977.573	400	250	0.468	3	0.7	1.2	2988.84	61.69	2.5	110.5	101.48	2.21	1.285	1/16	1.588
525	2971.107	400	125	1.108	3	0.7	1.2	7077.92	94.93	4	110.5	107.95	2.21	1.246	1/16	1.588
675	2961.317	400	25	1.671	3	0.7	1.2	10677.92	116.60	4.5	110.5	117.74	2.21	1.193	1/16	1.588
1000	2944.542	400	1300	0.627	3	0.7	1.2	4002.95	71.39	3	110.5	134.51	2.21	1.116	1/16	1.588
1300	2936.411	400	1000	0.669	3	0.7	1.2	4274.94	73.78	3	110.5	142.65	2.21	1.084	1/16	1.588
1775	2918.747	400	525	0.765	3	0.7	1.2	4884.45	78.86	3	110.5	160.31	2.21	1.022	1/16	1.588
2175	2910.683	400	125	1.448	3	0.7	1.2	9252.17	108.54	4.5	110.5	168.37	2.21	0.998	1/16	1.588
2500	2886.163	400	200	0.370	3	0.7	1.2	2366.29	54.89	2.5	110.5	192.89	2.21	0.932	1/16	1.588
2900	2861.843	400	50	0.689	3	0.7	1.2	4402.36	74.87	3	110.5	217.21	2.21	0.878	1/16	1.588
3250	2851.081	400	700	0.456	3	0.7	1.2	2914.69	60.92	2.5	110.5	227.98	2.21	0.857	1/16	1.588
3600	2841.228	400	350	0.441	3	0.7	1.2	2814.78	59.87	2.5	110.5	237.83	2.21	0.839	1/16	1.588
4050	2839.606	400	100	0.775	3	0.7	1.2	4952.33	79.41	3.5	110.5	239.45	2.21	0.837	1/16	1.588
4425	2803.202	400	350	0.650	3	0.7	1.2	4149.86	72.69	3	110.5	275.85	2.21	0.779	1/16	1.588
4700	2798.753	400	75	1.278	3	0.7	1.2	8166.17	101.97	4	110.5	280.30	2.21	0.773	1/16	1.588
4950	2789.879	400	175	0.450	3	0.7	1.2	2873.54	60.49	2.5	110.5	289.18	2.21	0.761	1/16	1.588
5650	2952.551	400	875	1.326	3	0.7	1.2	8471.04	103.85	4	110.5	126.51	2.21	1.151	1/16	1.588

Fuente, Elaboración: Propia

Con base al criterio del consultor y con el fin de homologar las válvulas a instalar en el proyecto son:

Tabla 31. Válvulas de aire para conducción

GEOMETRIA			ORIFICIO DE SUCCION		ORIFICIO DE EXPULSION		
ABS. V.A	COT. V.A	Ø TUB interno	Q. SUCCION	Øo DISEÑO	CAUDAL	SUCION	Øo COMERCIA L
m	m	mm	m <sup>3</sup> /s	pulg	L/s	pulg	pulg
5175	2944.27	400	3.283	6	110.5	6	1/16
100	2977.573	400	0.468	3	110.5	3	1/16
525	2971.107	400	1.108	4	110.5	4	1/16
675	2961.317	400	1.671	4	110.5	4	1/16
1000	2944.542	400	0.627	3	110.5	3	1/16
1300	2936.411	400	0.669	3	110.5	3	1/16
1775	2918.747	400	0.765	3	110.5	3	1/16
2175	2910.683	400	1.448	4	110.5	4	1/16
2500	2886.163	400	0.370	3	110.5	3	1/16
2900	2861.843	400	0.689	3	110.5	3	1/16
3250	2851.081	400	0.456	3	110.5	3	1/16
3600	2841.228	400	0.441	3	110.5	3	1/16
4050	2839.606	400	0.775	3	110.5	3	1/16
4425	2803.202	400	0.650	3	110.5	3	1/16
4700	2798.753	400	1.278	4	110.5	4	1/16
4950	2789.879	400	0.450	3	110.5	3	1/16
5650	2952.551	400	1.326	4	110.5	4	1/16

Fuente, Elaboración: Propia

### 6.5.3.1.2. Válvulas de Purga.

Las válvulas de purga o limpieza se ubican en puntos bajos del perfil geométrico, tienen los siguientes objetivos:

Purgar un determinado volumen de agua, para extraer pequeñas partículas que pudieran acumularse en dichos puntos bajos o vaciar tramos específicos de la línea de conducción

para posibilitar la ejecución de reparaciones en las mismas. En estos casos, las válvulas serán comandadas por el operador.

A causa de su localización normalmente están sometidas a presiones elevadas.

Para el dimensionamiento se utilizó como un primer criterio la normativa brasileña que establece que el diámetro de la válvula sea igual o mayor a una sexta parte de la tubería principal, este criterio se validara con el tiempo de vaciado, las velocidades y presiones que se produzcan en el punto de descarga.

De acuerdo a la norma CO.10.01-601, el dimensionamiento de válvulas de vaciado en los puntos bajos, debe garantizar velocidades de flujo no mayores a 1.1 veces la velocidad de diseño. Azevedo Netto admite como diámetros de los desagües  $d \geq D/6$ , donde D es el diámetro de la línea a desaguar. En todo caso, su tamaño depende de las circunstancias locales, especialmente del tiempo calculado para que la tubería se vacíe y la capacidad del cauce por el que deberá escurrir el agua drenada. Los cálculos se basan en la descarga a través de orificios bajo una columna decreciente, de acuerdo a la siguiente ecuación:

$$t = \frac{2AL}{A_o * \sqrt{\frac{2gh}{k}}}$$

Donde:

- A Área de la línea de conducción (m<sup>2</sup>)
- L Longitud a drenar (m)
- A<sub>o</sub> Área de la válvula de desagüe (m<sup>2</sup>)
- g Aceleración de la gravedad (m/s<sup>2</sup>)
- h Carga (mca)
- k Coeficiente de pérdidas localizadas (3)

Para el presente proyecto se ha definido que las válvulas de purga serán de D=250 mm.

## 6.6. Análisis de Transientes Hidráulicos.

### 6.6.1. Definición de Fenómeno Transitorio.

Un flujo es estacionario o permanente cuando sus parámetros característicos de presión y velocidad no varían en el tiempo. Si las condiciones del flujo varían en el tiempo, éste es no estacionario, no permanente o transitorio; existen 3 tipos de fenómenos transitorios:

1. Transitorio muy lento o cuási-estático
2. Transitorio lento u oscilación de masa
3. Transitorio rápido o golpe de ariete

Para el presente estudio analizaremos el transitorio rápido o golpe de ariete, generado por cambios bruscos de la velocidad en la tubería derivados de maniobras rápidas como la parada repentina de una bomba o el cierre rápido de una válvula.

Los cambios bruscos en la velocidad se acompañan de cambios bruscos en la presión que se propagan por la tubería, generando ondas de presión de período muy corto (segundos), las variaciones de presión en un transitorio de este tipo son importantes, por lo que resulta necesario considerar los efectos elásticos de la tubería y del líquido.

En los transitorios hidráulicos rápidos pueden llegar a producirse presiones muy altas o muy bajas (vacíos), debido a lo cual es necesario considerarlos en el diseño de cualquier conducción.

### 6.6.2. Ecuaciones de fluidos en régimen dinámico

Los fenómenos transitorios hidráulicos también se conocen como régimen de flujo dinámico, estos están descritos por la teoría elástica de un líquido compresible en un sistema elástico.

La ecuación de continuidad para un fluido en régimen dinámico se basa en el principio de conservación de masa, y tiene la siguiente forma general:

$$\frac{\partial H}{\partial t} + V \cdot \frac{\partial H}{\partial x} + \frac{a^2}{g} \cdot \frac{\partial V}{\partial x} = 0$$

Dónde:

- a Velocidad de propagación de onda (Celeridad)
- V Velocidad media en la sección de la tubería

## Gradiente hidráulico

Donde el segundo término de la parte izquierda es relativamente pequeño en comparación a los otros términos por lo que puede desestimarse, simplificando los términos se obtiene la ecuación usada en la mayoría de modelos de flujo de régimen dinámico.

$$\frac{\partial H}{\partial t} + \frac{a^2}{g} \cdot \frac{\partial V}{\partial x} = 0$$

La ecuación de movimiento de un fluido puede ser derivada de la consideración de las fuerzas actuantes en un elemento pequeño de volumen  $\partial V$ , las ecuaciones de momento de un sistema de fluidos en los tres ejes son conocidas como las ecuaciones de Navier-Stokes, como el flujo perpendicular a la pared de la tubería es aproximadamente cero, el flujo en una tubería puede considerarse unidimensional para lo cual la ecuación de continuidad se reduce a:

$$\frac{\partial V}{\partial t} + g \frac{\partial H}{\partial x} + \frac{fV(V)}{2D} = 0$$

Dónde:

- F Darcy-Weisbach
- D Diámetro de la tubería
- V Velocidad del Fluido

Siendo el primer término de la izquierda de la aceleración local y el último termino siendo las pérdidas por fricción en un flujo unidireccional.

Esta ecuación tiene varias hipótesis de que no son necesariamente validas en el comportamiento real del flujo, como:

1. Fluido homogéneo
2. Fluido y material de transporte son homogéneos
3. Flujo unidimensional
4. Conductos con flujo de sección llena
5. Velocidad media de la sección representativa

El método más usado para resolver las ecuaciones anteriores es el método de las características (MOC-Method of Characteristics), el cual básicamente consiste en resolver la ecuaciones planteadas por el método para cada  $\Delta x$  correspondiente a un  $\Delta t$  para un variedad de condiciones de borde en la ecuaciones diferenciales.

#### 6.6.2.1. Teoría Elástica

El modelo usando la teoría elástica asume que el diferencial de momento de un fluido causa expansión o compresión de la tubería y el fluido, se asume que los dos tiene un comportamiento elástico lineal.

Dado que el líquido no es completamente incompresible, su densidad puede tener pequeñas variaciones durante la propagación de la onda del transitorio.

La combinación de las propiedades elásticas del fluido y la tubería se caracteriza por el parámetro de celeridad, el cual se refiere a la velocidad de propagación de onda.

#### 6.6.2.2. Velocidad de propagación de la onda de presión (celeridad)

Cualquier cambio repentino en las condiciones del flujo que se origina en un punto de una tubería a presión se trasmite (propaga) por la tubería con una velocidad que depende de la elasticidad del fluido y de la pared de la tubería. Esta velocidad se señala con  $a$  y se denomina también celeridad, para distinguirla de la velocidad del flujo  $v$ .

$$a = \frac{a_0}{\sqrt{1 + \frac{E_{\text{agua}} D}{E_{\text{mat}} \delta}}}$$

Dónde:

$a$  celeridad

$a_0$  velocidad del sonido en el agua.

$E_{\text{agua}}$  módulo de elasticidad volumétrica del agua.

$E_{\text{mat}}$  módulo de elasticidad (módulo de Young) del material del tubo.

$D$  diámetro interior del tubo.

$\Delta$  espesor de la pared del tubo.

La ecuación anterior es válida para tubos de pared delgada. Para el cálculo de la velocidad de propagación se considera que un tubo es de pared delgada si su relación  $D/\delta$  es igual o mayor de 25.

Si la tubería fuera completamente indeformable (completamente rígida), la velocidad sería igual a la velocidad de propagación del sonido en el fluido. La deformabilidad de la tubería disminuye la velocidad de propagación, de forma tal que es válida la siguiente ecuación.

Para tubos de pared gruesa, es decir, cuando  $D/\delta$  es menor de 25 se utiliza la siguiente ecuación:

$$a = \frac{a_0}{\sqrt{1 + \frac{E_{agua} D}{E_{mat} \delta} C}}$$

El coeficiente C se calcula de la siguiente forma:

$$C = \frac{2\delta}{D} (1 + \mu) + \frac{D(1 - \mu^2)}{D + \delta}$$

Donde  $\mu$  es el coeficiente de Poisson

La velocidad del sonido en el agua  $a_0$  depende de la temperatura; para las temperaturas normales del agua en conducciones tiene valores de 1425 a 1440 m/s. El módulo de elasticidad del agua es igual a  $2.115 \times 10^4 \text{ Kg/cm}^2$  mientras que el valor de  $E_{mat}$  se dependerá del material.

A continuación, se presenta la tabla de valores del módulo de elasticidad de los materiales más comunes usados para tuberías.

Tabla 32. Módulo de Elasticidad

Material	Módulo Elasticidad kg/cm <sup>2</sup> .10 <sup>-3</sup>	Poisson	Magnitud
Acero	2030-2160	0.3	100-1250
Fibrocemento		240	0.3
Concreto Preforzado		398	0.15
Hierro Dúctil		1690	0.28
Polietileno de Alta Densidad		42887	0.45
PVC	2.45-2.81	0.45	300-500

Fuente: APCO. Elaboración: Propia.

### 6.6.2.3. Pulso de Joukowsky

Teóricamente puede demostrarse que cualquier cambio instantáneo en la velocidad del flujo a presión,  $\Delta v$  en un punto de una tubería, genera una variación instantánea  $\Delta H$  de la carga hidráulica en el mismo punto según la siguiente ecuación:

$$\Delta H = \frac{a}{g} \Delta v$$

Dónde:

g      aceleración de la gravedad ( $g = 9.81 \text{ m/s}^2$ )

a      velocidad de propagación de la onda.

Los cambios en la carga hidráulica y velocidad  $\Delta H$  y  $\Delta v$ , se transmiten por la tubería como una onda de presión con una celeridad  $a$ , hasta que encuentren un punto de cambio ya sea de diámetro o de material, una unión con otras tuberías o un extremo de la tubería.

Una disminución de la velocidad del flujo en la tubería genera un incremento de la presión (sobrepresión) aguas arriba y una disminución de la presión (depresión) aguas abajo, y viceversa.

El cierre reduce la velocidad generando variaciones de presión, las cuales se propagan en ambos sentidos. En otras palabras, la disminución repentina de la velocidad en un punto de la tubería genera una retención del flujo aguas arriba y con esto una sobrepresión repentina, y una liberación del flujo y una depresión repentina aguas abajo.

La fórmula de Joukowsky muestra que las sobrepresiones que se producen en los transitorios pueden ser sumamente altas. Como un ejemplo, la detención instantánea de un flujo con una velocidad de unos 2 m/s en una tubería de acero ( $a \approx 1,000 \text{ m/s}$ ) daría un incremento de presión del orden de los 200 mca.

Un incremento de presión de esa magnitud sería destructivo para la mayoría de las tuberías de conducción de agua potable. Afortunadamente los cambios del flujo no son instantáneos y las sobrepresiones normalmente no son tan altas.

### 6.6.2.4. Tiempo de cierre y propagación de onda

Se define el tiempo (T) como el intervalo entre el inicio y el término de la maniobra, sea cierre o apertura, total o parcial, ya que durante este tiempo se produce la modificación del régimen de movimiento del fluido.

Este concepto es aplicable tanto a conducciones por gravedad como a impulsiones, conociéndose en el primer caso como tiempo de cierre de la válvula y como tiempo de parada en el segundo.

Puesto que L es la longitud de la tubería y la celeridad a es la velocidad de propagación de la onda de presión,  $2L/a$  será el tiempo que tarda la onda de presión en dar una oscilación completa, a este se le conoce como tiempo característico o crítico.

Por lo tanto, si  $T < 2L/a$  la maniobra ya habrá concluido cuando se produzca el retorno de la onda de presión y tendremos un cierre rápido, alcanzándose la sobrepresión máxima en algún punto de la tubería.

Sin embargo, si  $T > 2L/a$ , estaremos ante un cierre lento y ningún punto alcanzará la sobrepresión máxima, ya que la primera onda positiva reflejada regresa antes de que se genere la última negativa.

Por lo tanto, se puede clasificar los tiempos de ocurrencia de la siguiente manera.

**Tabla 33. Tiempos de Ocurrencia**

<b>Tiempo Maniobra</b>	<b>Operación</b>
T=0	Instantánea
$T < 2L/a$	Rápida
$T > 2L/a$	Gradual
$T \gg 2L/a$	Lento

Fuente: Propia. Elaboración: Propia.

Si el cierre se produce en un tiempo finito, denominado tiempo de cierre  $t_c$  las sobrepresiones y subpresiones a las que va a estar sometida la tubería van a ser diferentes según el valor de  $t_c$ , Si el cierre es rápido, las sobrepresiones y subpresiones alcanzadas van a ser las mismas que en el caso del cierre instantáneo.

En cambio, si el cierre es lento, los mencionados valores máximos son inferiores a los que se producen en el caso del cierre rápido.

$$\Delta h: \frac{2L \cdot V_0}{g \cdot t_c}$$

Entonces de la ecuación anterior, se puede establecer el  $t_c$  crítico, el cual es el tiempo necesario para que la onda de presión pueda recorrer la tubería en una ida y una vuelta.

$$t_c = \frac{2 \cdot L}{a}$$

Dónde:

Tc Tiempo crítico de Cerrado (s)

a Celeridad de Onda (m/s)

L Longitud de tubería (m)

Considerando la ecuación de Joukovsky se puede calcular el caudal máximo de llenado para evitar sobrepresiones, que pudieran hacer fracasar a tubería, con la siguiente expresión:

$$Q_{max} = \frac{\Delta h \cdot g \cdot A}{a}$$

Dónde:

Qmax Gasto máximo de llenado (m<sup>3</sup>/s)

$\Delta h$  Resistencia o clase de la tubería (m)

g Aceleración de la gravedad (m/s<sup>2</sup>)

A Área de la tubería (m<sup>2</sup>)

a Celeridad (m/s)

#### 6.6.2.5. Transmisión y reflexión de las ondas de presión

En su propagación por la tubería las ondas de sobrepresión o depresión definidas por  $H_0$  cambian su magnitud en  $\Delta H$  cuando encuentran un cambio del diámetro de la tubería.

Cuando la onda viaja con un valor  $H_0$  y se encuentra con un cambio de condición de borde esta transmite la onda a todas las tuberías posteriores a esta una onda con valor  $H_s$  y refleja a la tubería anterior o inicial con un valor de onda  $H_r$ .

Una parte de la sobrepresión o depresión continua después del cambio de diámetro, y otra parte se regresa (se refleja). Se define como coeficiente de transmisión  $s$ , a la relación de la sobrepresión o depresión que continúa propagándose después del cambio de diámetro, con respecto a la que llega. Si el área de la tubería antes del cambio de diámetro es  $A_1$ , y después del cambio  $A_2$ , se puede demostrar que el coeficiente  $s$  se especifica por la siguiente ecuación:

$$S = \frac{2A1}{A1 + A2}$$

De modo análogo se define el coeficiente de reflexión  $r$ , que expresa la relación de la sobrepresión reflejada con respecto a la que llega:

$$r = 1 - s$$

De acuerdo con esta última ecuación, cuando una sobrepresión o depresión pasa de una tubería de diámetro menor a otra de diámetro mayor, la mayor parte de ésta se refleja ( $s < 1$ ).

En sistemas cerrados sin fricción la oscilación de la onda persistiría indefinidamente, sin embargo los efectos de la viscosidad y la fricción hacen que la oscilación de onda se atenúe en unos pocos segundos.

Para el análisis de transientes rápidos se debería considerar algunas situaciones espaciales descritas a continuación:

1. Tuberías conectadas a un reservorio - cuando la tubería se une con un tanque, éste puede considerarse como una tubería de diámetro muy grande ( $A2 = \infty$ ). Se obtiene que  $s = 0$ ,  $r = 1$  es decir, las sobrepresiones o depresiones que llegan a un tanque no se transmiten y se reflejan por completo.
2. Tubería conectada a una válvula cerrada o tapón – Cuando una sobrepresión pasa de una tubería de diámetro mayor a otra de diámetro menor la sobrepresión incrementa su valor. El caso límite responde a un extremo cerrado, el cual puede considerarse como transición de cierto diámetro dado a otro diámetro igual a cero, se obtiene:  $s = 2$ ,  $r = -1$ , lo que significa que el valor de la sobrepresión se duplica.
3. Reducción de diámetro - cuando existe  $A1 < A0$  y  $s > 1$  el coeficiente de transmisión es mayor que uno por lo tanto la sobrepresión transmitida es mayor a la inicial, lo cual implica en la tubería de diámetro mayor a este cambio en sobrepresión por medio del coeficiente de reflejo, eventualmente se reduce a un diámetro cero en cuyo caso sería la situación conectada a una válvula cerrada.

#### **6.6.2.6. Separación de la columna líquida en transitorios**

Las ondas de depresión que se producen en los transitorios reducen la presión existente, y si la magnitud de la depresión es mayor (en signo absoluto) de la presión existente es posible que se produzcan presiones negativas (presiones de vacío) dentro de las tuberías.

La mínima presión (vacío absoluto) que físicamente se puede alcanzar en el agua, tomando como nivel de referencia la presión atmosférica, es de una atmósfera con signo negativo, equivalente a -10,33 m.c.a.. Pero antes de llegar a ésta se presentará la vaporización del agua por cavitación.

La cavitación es una ebullición prematura del agua, que se vaporiza a temperaturas muy inferiores a los 100°C, su punto de ebullición normal. Cada líquido hierve cuando su presión de vapor se iguala a la presión exterior que soporta cuando, por cualquier circunstancia, la presión desciende por debajo de la presión atmosférica y alcanza el valor de la presión de vapor.

Para agua pura y una temperatura de 20°C la presión de vapor es de -9.75 mca. En la práctica este valor puede ser un poco más bajo debido al contenido de aire disuelto en el agua.

Entonces, al presentarse una presión negativa dentro de la tubería igual a la presión de vapor, se generará una separación o ruptura de columna líquida como consecuencia de la cavitación. Con posterioridad dicha presión se mantiene en este valor mínimo no pudiendo alcanzar un valor inferior a éste. Esta presión fija produce que el flujo aguas arriba del punto de la separación se detenga (o se interrumpa) y que el flujo aguas abajo se incremente debido a la inercia. La continuidad del flujo se ve interrumpida y se forma un volumen que crece, compuesto por vapores y aire disuelto. Si la conducción presenta puntos más altos que el sitio del volumen formado de separación, en un momento posterior el flujo se invierte hacia la separación y su volumen disminuye hasta cerrarse con un choque de las dos columnas de agua opuestas. Este choque produce una sobrepresión que se define por la fórmula de Joukowsky con la velocidad de las columnas opuestas y puede presentar valores muy altos.

### 6.6.2.7. Características de la operación de una válvula

Dado que dependiendo del tipo de cuerpo y pistón que forman una válvula, la operación de cerrado o apertura de una válvula resulta en diferentes caudales de resultantes del fluido, esta puede ser mayor o menor cerca del final dependiendo del tipo de válvula.

La operación del cerrado o apertura de una válvula puede representarse mediante el uso de una gráfica que relaciona el área parcial de la válvula con el tiempo de cerrado requerido de la válvula.

Dependiendo del tipo de válvula puede existir un tipo de cierre con desaceleración incremental o desaceleración decreciente, cuyas ecuaciones se describen a continuación.

- a. Deceleración incremental – si el ritmo de cambio del área abierta al flujo se incrementa al final del periodo de maniobra de la válvula, el patrón de la válvula se puede expresar como:

$$\frac{A}{A_o} = 1 - \left(\frac{T}{T_c}\right)^{-S}$$

Dónde:

A/A<sub>o</sub>: la fracción del área de la válvula que se encuentra abierta

T/T<sub>c</sub> la fracción del tiempo total de operación de la válvula

S valor empírico relacionado al tipo de válvula en operación.

- b. Deceleración decreciente - si el ritmo de cambio del área abierta al flujo decrece al final del periodo de maniobra de la válvula, el patrón de la válvula se puede expresar como:

$$c. \frac{A}{A_o} = \left(1 - \frac{T}{T_c}\right)^{-S}$$

Dónde:

A/A<sub>o</sub> la fracción del área de la válvula que se encuentra abierta

T/T<sub>c</sub> la fracción del tiempo total de operación de la válvula

S valor empírico relacionado al tipo de válvula en operación.

Los valores adimensionales S referentes a los diferentes tipos de válvulas se citan a continuación

Tabla 34. Valores adimensionales de S para válvulas

TIPO DE VALVULA	S
Mariposa	-1.85
Bola	-1.35
Globo	1
Compuerta Circular	1.35
Aguja	2

Fuente: Propia. Elaboración: Propia.

#### 6.6.2.8. Accesorios para minimizar golpe de ariete.

Dentro de este contexto es importante describir los accesorios que ayudan a minimizar la sobrepresión que se produce por un transiente hidráulico, para nuestro caso específico por golpe de ariete:

- Conducciones a gravedad.

Válvulas de aire, válvulas de cierre lento (flotadoras, de compuerta).

#### 6.6.3. Modelo Hidráulico.

Para la construcción del modelo hidráulico se siguió la siguiente metodología:

- Actividades preliminares

Actualización del plano base del proyecto, en base a la información proveniente del levantamiento topográfico.

Elaboración del modelo digital del terreno a fin de contar con un modelo virtual del relieve del terreno, del cual se obtuvo la información requerida para el modelo de cálculo como cotas y longitudes de los tramos de la red. Esta información fue procesada mediante paquetes informáticos.

Recorridos de campo en toda el área de estudio, para reconocimiento y recopilación de información de primera mano relativa a las condiciones del proyecto.

- Construcción del Modelo Hidráulico

El procedimiento metodológico se puede resumir en los siguientes pasos fundamentales:

- Generación del modelo matemático de las redes de distribución, esta actividad se realizó mediante el programa HAMMER, desarrollado por la Bentley.

- Trazado de la conducción, para este efecto el programa puede trabajar sobre una plataforma CAD o una propia del programa (Stand Alone).
- Definición de nudos representativos para posterior análisis de transientes hidráulico, ubicación de válvulas de aire, válvula de purga, y de existir puntos con demanda.
- Una vez desarrollado el modelo hidráulico en el programa HAMMER, con todos sus parámetros se procedió a analizar los siguientes escenarios:
  - a) Estacionario: que corresponde al análisis del modelo en condiciones permanentes, este escenario corresponde al análisis del modelo hidráulico sin considerar transientes.
  - b) Transitorio: en este análisis se analizaron 2 escenarios

### **B1. Análisis de transitorios sin protección**

B1.1 Cerrado rápido de la válvula flotadora en la reserva

B1.4. Rotura en la línea debido a sobrepresión producida por cerrado rápido de válvula flotadora

Luego de haber analizado los diferentes casos que se pueden presentar en el escenario SIN PROTECCIÓN, se propone las medidas de protección necesarias para mitigar los efectos del transiente.

Las medidas que se proponen de manera general para mitigar los transientes son válvulas de aire, esto debido a que son necesarias para el buen funcionamiento de una línea de conducción y no representan un costo elevado de inversión versus el beneficio que prestan.

A continuación, se presenta la metodología realizada para los análisis:

- a) Construir el modelo hidráulico sin considerar ningún elemento de protección.
- b) Simular los transientes hidráulicos y determinar las envolventes de presión y subpresión, para el caso de la subpresión es importante ubicar en donde se produce para el análisis respectivo del fenómeno de cavitación.
- c) Con base a la magnitud de la sobrepresión y la ubicación de la subpresión

definimos las características de la tubería y accesorios (material, clase), como también los elementos de protección requeridos.

- d) Definidos los elementos de protección y la ubicación de accesorios sometidos a cambios de dirección (codos tees, válvulas, etc.) se procede a dimensionarlos hidráulica y estructuralmente.

En los siguientes acápite se analiza los diferentes escenarios.

### 6.6.3.1. Condición inicial

La condición inicial refleja el análisis de la línea de conducción en régimen estacionario en el cual se puede ver la línea piezométrica, el perfil del terreno, teniendo como resultando la carga disponible con la que llega al tanque de reserva.

En la siguiente figura se aprecia el perfil hidráulico de la conducción.

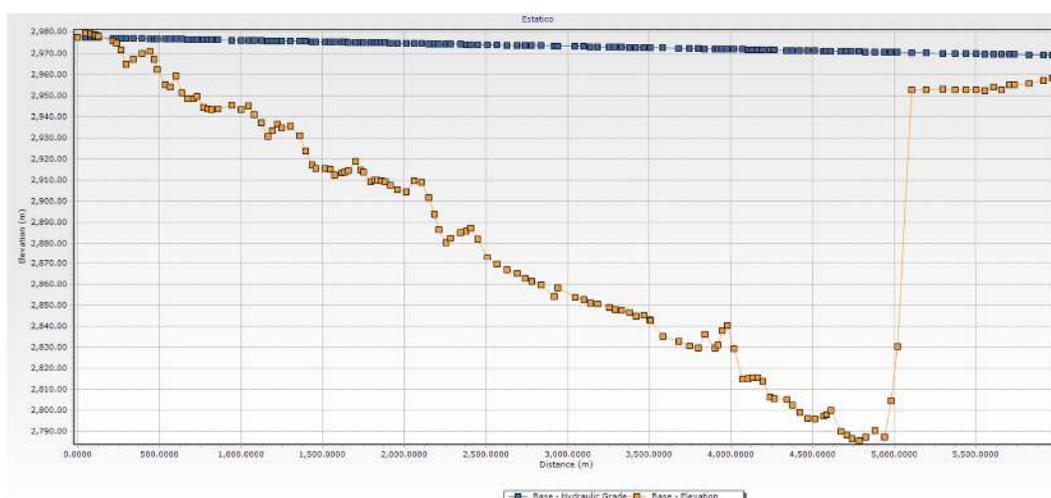


Figura 25. Condición Inicial para Análisis.  
Fuente: Propia. Elaboración: Propia.

A continuación se presenta en resumen las características del diseño en régimen estacionario de la conducción:

- Longitud 6051.70 m
- Diámetro 400 mm Material Hierro Ductil Clase C30

Para el análisis de los transitorios que se va a realizar en las siguientes graficas debemos tener en consideración la información que se va a ver reflejada:

Para la parte de la gráfica de Elevación.

- Color verde Perfil del terreno
- Color azul Línea de presiones mínima (sub presión).
- Color Rojo Línea de presiones máximas (sobre presión).
- Color negro Presión en el instante del análisis

Para la parte de la gráfica de volumen.

- Color Rojo Volumen de aire o de vapor de agua (l).
- Color negro Volumen de aire o de vapor de agua en el instante del análisis (l).

### 6.6.3.2. Tiempo Crítico para cierre de Válvulas.

Tiempo de concurrencia: se entiende como el período que transcurre desde el comienzo hasta el final de la maniobra, ya sea de apertura o cierre, parcial o total, durante el cual se altera el régimen de movimiento del fluido.

Este concepto se aplica tanto a sistemas de conducción por gravedad como a sistemas de impulsión, denominándose en el primer caso tiempo de cierre de la válvula y en el segundo como tiempo de parada.

Tiempo crítico para cierre de válvula es el tiempo que tarda la onda de presión en dar una oscilación completa.

Obtención de la formula del tiempo critico de cerrado.

$$\Delta h = \frac{2L * V}{g * Tc}$$

De la expresión anterior se puede deducir Tc, el cual es el tiempo requerido para que la onda de presión pueda transitar la tubería en una ida y en una vuelta.

$$Tc = \frac{2L}{C}$$

Donde:

- Tc Tiempo crítico de cerrado (s)
- C Celeridad de onda (m/s)
- L Longitud de tubería (m)

En la siguiente tabla se clasifica los tiempos de ocurrencia:

Tabla 35. Tiempos de ocurrencia

Tiempo de Maniobra	Operación
$T = 0$	Instantánea
$T < 2L/C$	Rápida
$T > 2L/C$	Gradual
$T \gg 2L/C$	Lenta

Fuente: Propia. Elaboración: Propia.

Si  $T < T_c$ , la maniobra ha finalizado cuando se produce el retorno de la onda de presión y tendremos un cierre rápido, alcanzando la máxima sobrepresión en algún punto de la tubería.

Si  $T > T_c$ , en este caso habrá un cierre lento y en ningún punto de la tubería alcanzará la sobrepresión máxima, ya que, la primera onda positiva reflejada retorna antes de que se produzca la última negativa.

Para el presente proyecto el tiempo critico es

$$T_c = 10.73 \text{ s.}$$

En las siguientes figuras se presenta la configuración de las válvulas tanto para cierre rápido como para el cierre lento.

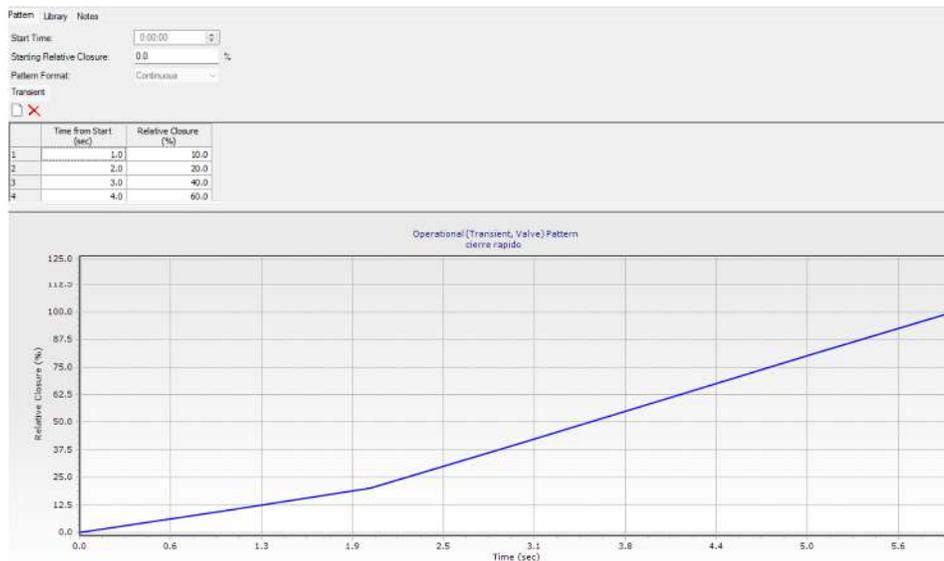


Figura 26. Cierre Rápido de válvula  $T_c=4$  s.  
Fuente: Propia. Elaboración: Propia.

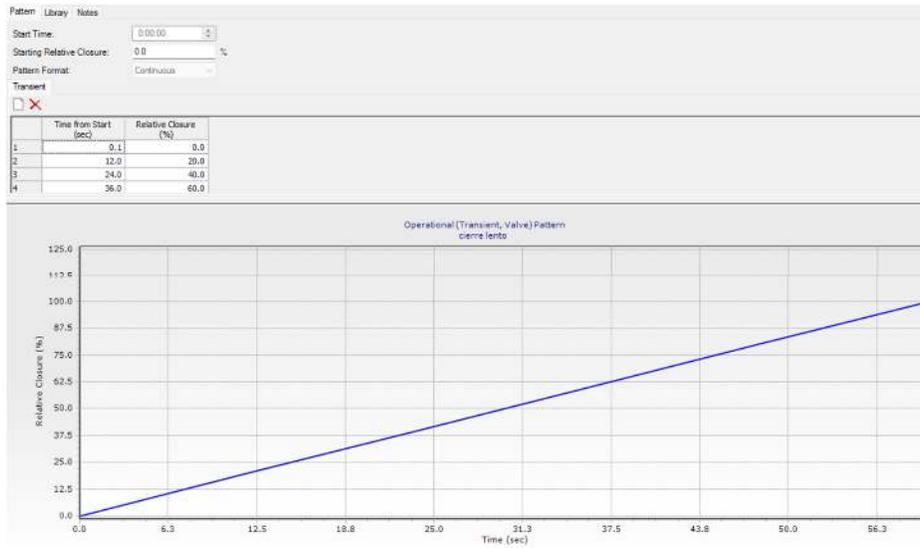


Figura 27. Cierre Lento de válvula  $T_c=36$  s.  
Fuente: Propia. Elaboración: Propia.

### 6.6.3.3. Cerrado rápido de la válvula de llegada a PTAP

- Sin protección

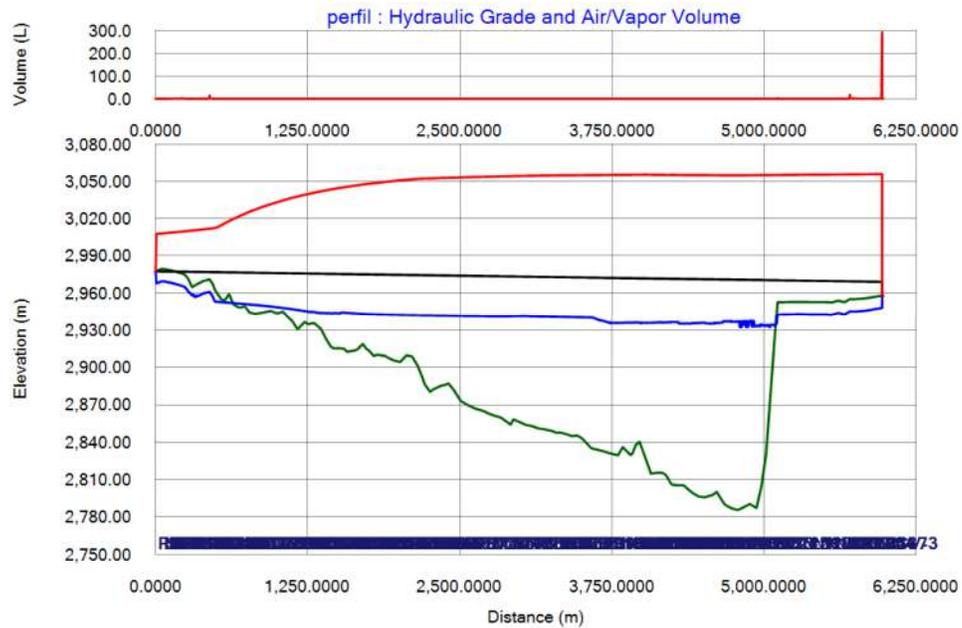


Figura 28. Modelo Hidráulico de la conducción con Cierre Rápido de válvula.  
Fuente: Propia. Elaboración: Propia.

Del modelo se tiene que la sobrepresión producida por el cierre rápido de la válvula es de 86.77 mca.

Se observa que existe una subpresión importante a la llegada a la PTAP en la que puede cavitarse la válvula.

- Con protección - Válvulas de aire

Las medidas de protección de la conducción propuestas contemplan el cierre lento de la válvula y la instalación de válvulas de aire, esto para mejorar las condiciones operativas, en la siguiente figura se observa el comportamiento de la conducción con las medidas de protección propuestas.

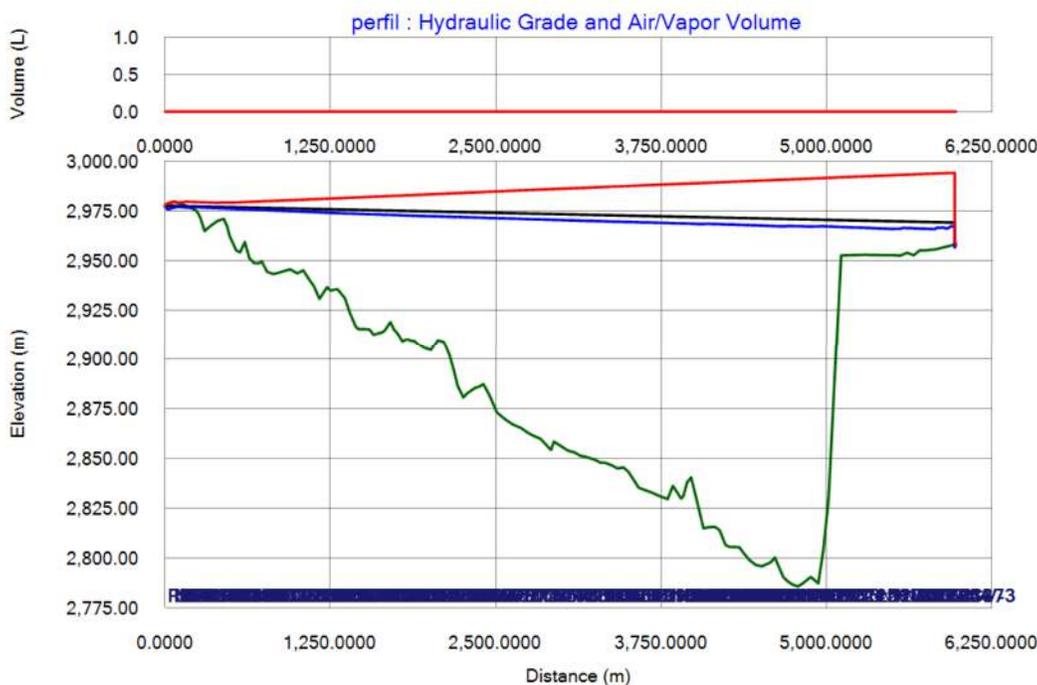


Figura 29. Modelo Hidráulico de la conducción con Cierre Lento de válvula.  
Fuente: Propia. Elaboración: Propia

Analizando los resultados tenemos que las medidas de protección disminuyen la sobrepresión a 24.85 mca, y se elimina la posibilidad de cavitación de la válvula al ingreso de la PTAP.

### 6.6.3.4. Rotura en la línea.

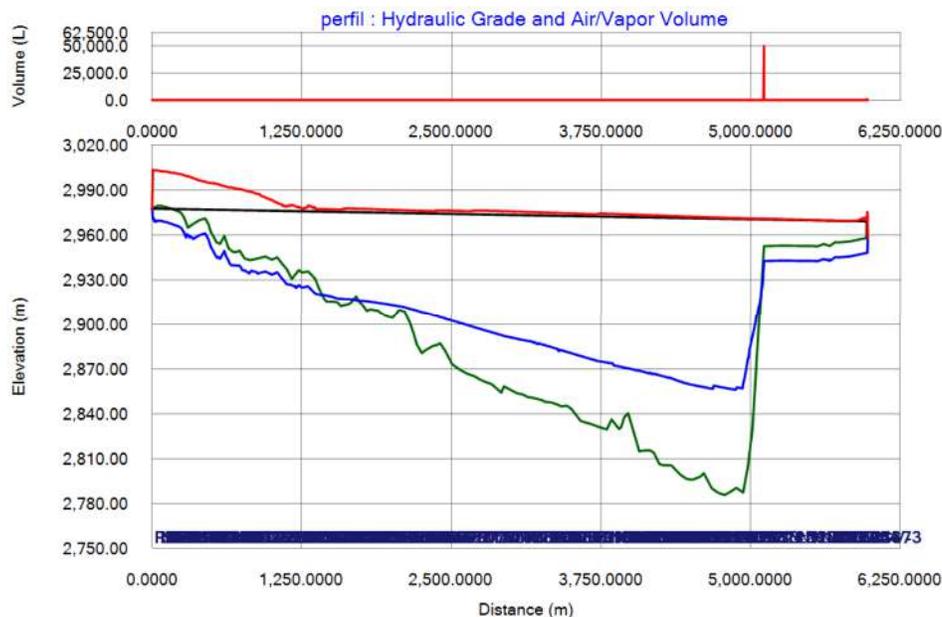


Figura 30. Modelo Hidráulico de la conducción con rotura de tubería.  
Fuente: Propia. Elaboración: Propia

Un escenario importante que se debe analizar es la rotura de la conducción, puesto que al producirse este tipo de fenómenos y al no contar con válvulas de aire correctamente ubicadas puede provocar el colapso de la tubería por subpresión, analizando la figura en la que se muestra el análisis de este escenario se advierte que no se producen sectores con subpresión y ratifica la ubicación de las válvulas de aire propuestas en el diseño.

En base al análisis realizado tenemos se tiene que el escenario más desfavorable en lo que corresponde a análisis de transientes corresponde al escenario de cerrado rápido de válvula que genera una presión máxima de 270 m lo que nos da que la clase de la tubería debe ser C30.

### 6.6.4. Diseño de Anclajes.

El presente apartado describe la metodología empleada para el análisis y diseño de los anclajes para los tramos de conducción que requiere el presente proyecto.

#### 6.6.4.1. Diseño de Anclajes.

El diseño consiste en calcular los empujes a los que estará sometido los accesorios de la conducción producidos por cambios en la dirección en el trazado, los accesorios que generalmente se analizan son codos, TEES, Tapones, entre los más importantes.

El objetivo es dimensionar los anclajes que deberán de resistir los empujes hidráulicos considerando el trazado de la conducción, configuración de la conducción, la resistencia y la naturaleza del suelo.

#### 6.6.4.2. Empuje Hidráulico.

Es la resultante de las fuerzas que actúan en una tubería bajo presión ocasionadas por cambios de dirección del flujo.

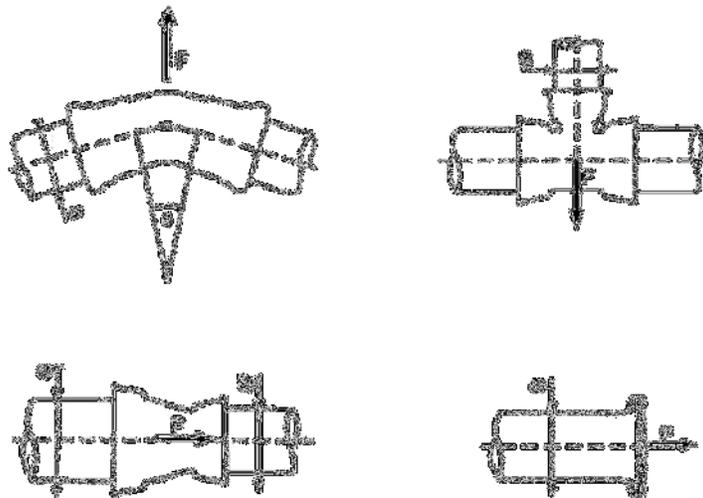


Figura 31. Resultante de fuerzas en accesorios  
Fuente: Propia. Elaboración: Propia.

Esta fuerza de empuje se puede calcular con la fórmula general:

$$R = K.P.S.\gamma.Cv$$

En donde:

R fuerza de empuje de diseño (en Kg)

P presión interior máxima (mca)

S sección transversal interior (m<sup>2</sup>)

$\gamma$  Peso específico del agua kg/m

Cv Coeficiente de mayoración aplicado a cargas vivas.

K: coeficiente, función de la geometría del elemento de tubería en cuestión

Bridas ciegas, tapones, tes K = 1

Reducciones:  $K = 1 - S' / S$  (siendo S' la menor)

Curvas de ángulo:  $K = 2 \operatorname{sen} (\div 2)$

$K = 1,414$  para los codos  $90^\circ$

$K = 0,765$  para los codos  $45^\circ$

$K = 0,390$  para los codos  $22^\circ 30'$

$K = 0,196$  para los codos  $11^\circ 15'$

#### **6.6.4.3. Área de Anclajes.**

El área o superficie de contacto del bloque deberá dimensionarse de modo que el esfuerzo o carga unitaria que se transmite al terreno no supere la carga de resistencia admisible del tipo de terreno donde se efectúa la instalación.

El área de contacto del bloque de anclaje con el terreno se determina con la siguiente relación:

$$A = R / R_t$$

A Área de contacto (m<sup>2</sup>)

R Esfuerzo o empuje kg

R<sub>t</sub> Resistencia admisible del terreno kg/cm<sup>2</sup>

Una vez calculada el área requerida, se dimensionará la pantalla de forma que facilite su construcción.

#### **6.6.4.4. Resistencia del Anclaje**

La Resistencia del Anclaje es la máxima fuerza en kilogramos que puede aplicarse al anclaje sin que este fracase, es decir sin sufrir cambios en su estructura o en su posicionamiento físico. La misma que puede calcularse con la siguiente formula.

$$R_a = R_p + R_t$$

R<sub>a</sub> Resistencia del Anclaje. kg

R<sub>p</sub> Resistencia ejercida por el peso propio del Anclaje. kg

R<sub>t</sub> Resistencia ejercida por el terreno sobre la pantalla del anclaje. kg

- Resistencia ejercida por el peso propio del Anclaje

Es la fuerza de fricción que es opuesta al empuje hidráulico, generada por la fricción del anclaje con el suelo.

$$R_p = P \times \text{tg}\phi$$

$R_p$  Resistencia ejercida por el peso propio del Anclaje. Kg

$P$  Peso del anclaje. Kg

$\Phi$  = Angulo de rozamiento

- Resistencia ejercida por el terreno sobre la pantalla del anclaje

Es la fuerza ejercida por el suelo sobre el anclaje en dirección contraria al empuje hidráulico.

$$R_t = C \times A$$

$R_t$  Resistencia ejercida por el terreno sobre la pantalla del anclaje. kg

$C$  Capacidad máxima de resistencia del terreno. kg/cm<sup>2</sup>

$A$  Pantalla de apoyo del anclaje sobre el lateral de la zanja. m<sup>2</sup>

- Condición de Cumplimiento

Para validar el dimensionamiento del anclaje este debe cumplir con la siguiente condición.

$$R_p + R_t \geq R$$

$R_p$  Resistencia ejercida por el peso propio del Anclaje. Kg

$R_t$  Resistencia ejercida por el terreno sobre la pantalla del anclaje. Kg

$R$  Fuerza de empuje de diseño. (empuje hidráulico) kg

#### 6.6.4.5. Resultados.

Previo a presentar las dimensiones de los anclajes diseñados definimos la geometría de los anclajes, mismos que se presentan en la siguiente figura:

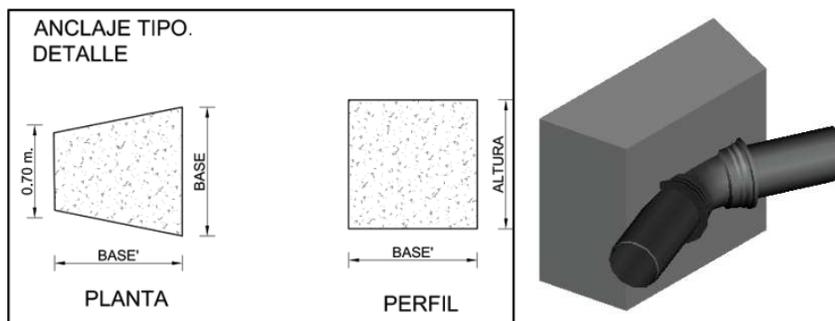


Figura 32. Geometría de los anclajes  
Fuente: Propia. Elaboración: Propia.

Tabla 36. Geometría de los anclajes

CALCULO FUERZA DE EMPUJE						IMENSIONAMIENTO PANTALL			RESISTENCIA DEL ANLCAJE			
RANGO PRESION	DIAMETRO	ANGULO DEFLEXION	PRESION MAXIMA	K	FUERZA DE EMPUJE +	BASE	ALTURA	BASE'	P. HORM	RP	RT	RA
m	mm	a°	mca	cte	kg	m	m	m	kg	Kg	kg	kg
0-125	400	11.25	125	0.20	4912.10	0.70	0.70	0.70	754.6	245.2	8330.0	8575.2
	400	22.5	125	0.39	9776.89	0.80	0.80	0.80	1126.4	366.0	10880.0	11246.0
	400	45	125	0.77	19178.06	1.10	1.10	1.10	2928.2	951.4	20570.0	21521.4
125-250	400	11.25	250	0.20	9824.20	0.80	0.80	0.80	1126.4	366.0	10880.0	11246.0
	400	22.5	250	0.39	19553.78	1.10	1.10	1.10	2928.2	951.4	20570.0	21521.4
	400	45	250	0.77	38356.12	1.50	1.60	1.50	7920.0	2573.4	40800.0	43373.4
250-325	400	11.25	325	0.20	12771.46	0.90	0.90	0.90	1603.8	521.1	13770.0	14291.1
	400	22.5	325	0.39	25419.91	1.20	1.30	1.20	4118.4	1338.1	26520.0	27858.1
	400	45	325	0.77	49862.96	1.70	1.80	1.70	11444.4	3718.5	52020.0	55738.5
PURGA	400	TEE	108.422741	1.00	21734.29	1.20	1.10	1.20	3484.8	1132.3	22440.0	23572.3

Fuente: Propia. Elaboración: Propia.

## CONCLUSIONES

- Concluido el presente trabajo de titulación se concluye que se ha cumplido con los objetivos planteados aplicando los conocimientos recibidos en los diferentes módulos Maestría en Hidrosanitaria.
- Se realizó el análisis de la oferta y demanda del sistema, en el cual se definió que el déficit de agua para el sistema en captación es de 110.64 l/s, la conducción se debe diseñar para un caudal de 101.42l/s.
- La captación que se diseñó para el sistema es un azud con rejilla de fondo para un caudal de 110,64 l/s, una vez captada el agua se la conduce a las estructuras de pretratamiento (desripiador y desarenador), con las que se minimiza el ingreso de partículas a la conducción, en el pretratamiento se puede regular el caudal de ingreso a la conducción.

- Para el diseño de la de la conducción de agua cruda se elaboró un modelo hidráulico en el programa Hammer con el cual se realizó el diseño en condiciones estáticas y se realizó el análisis de transientes hidráulicos de la conducción, la longitud de la conducción es de 6050 m el caudal de diseño es 101.42 l/s, el diseño contempla el dimensionamiento de válvulas de purga, válvulas de aire y el diseño de los anclajes requeridos por el sistema.
- Los productos entregados a la JAAP del Proyecto NERO, fueron memoria técnica y de cálculo de los diseños realizados, presupuesto referencial de las obras a ejecutar y los planos en planta y perfil de la conducción como todos los detalles requeridos, con la información entregada se asegura la correcta ejecución del proyecto.
- Con los diseños realizados se asegura suplir la demanda insatisfecha del proyecto lo que implica una mejora importante en la calidad de vida de toda la población que se beneficia del proyecto.

## **RECOMENDACIONES**

- Se recomienda a los directivos de la JAAP del Proyecto NERO realizar los diseños de:
  - a) La nueva Planta de Tratamiento de Agua Potable.
  - b) Diseño del sistema de interconexión del nuevo sistema con el existente.
  - c) Evaluación y diseño de mejoras de la red de conducciones de agua tratada y de las redes de distribución.
- Estudios que complementan a los realizados en el presente documento y son imprescindibles para suplir de manera definitiva la demanda insatisfecha del sistema.
- Se recomienda gestionar ante el Ministerio del Agua, Ambiente y Transición Ecológica la adjudicación del caudal requerido, con base a los estudios realizados en este trabajo.

## Referencias Bibliográficas

1. Agüero, R. (2004). GUÍA PARA EL DISEÑO Y CONSTRUCCIÓN DE CAPTACIÓN DE MANANTIALES.
2. -Ecuador, Q., Ecuatoriano La Construcción Cec, C. DE, & Edición, P. (1992). INSTITUTO ECUATORIANO DE NORMALIZACIÓN NORMAS PARA ESTUDIO Y DISEÑO DE SISTEMAS DE AGUA POTABLE Y DISPOSICIÓN DE AGUAS RESIDUALES PARA POBLACIONES MAYORES A 1000 HABITANTES.
3. Smet, Jo., Wijk-Sijbesma, C. van., & IRC International Water and Sanitation Centre. (2002). Small community water supplies: technology, people and partnership. IRC International Water and Sanitation Centre.
4. Stauffer, B., & Dorothee, S. (2020). Captación de ríos, lagos y embalses. SSSWM.
5. USAID. (2016). Manual operación y mantenimiento de agua por gravedad. Manual 23.
6. Liu, Y., Zhang, J., & Zhang, Y. (2024). Transient analysis and surge control in water distribution systems. Springer. <https://doi.org/10.1007/978-3-030-46275-0>
7. Alvarado, R. R., & Martinez, A. (2023). Design and operation of hydraulic systems for water conveyance. Elsevier. <https://doi.org/10.1016/B978-0-12-824464-9.00001-7>
8. Marelli, E., & Imran, M. (2022). Hydraulic transients and surge in water pipelines. Wiley. <https://doi.org/10.1002/9781119699990>
9. Zhang, Q., & Luo, Z. (2021). Water hammer analysis in pressurized water systems. *Journal of Hydraulic Engineering*, 147(7), 04021021. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)HY.1943-7900.0001966](https://doi.org/10.1061/(ASCE)HY.1943-7900.0001966)
10. Sharma, S., & Pandit, A. (2020). Air valve design for water transmission systems. *ASCE Journal of Pipeline Systems Engineering and Practice*, 11(4), 04020036. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)PS.1949-1204.0000430](https://doi.org/10.1061/(ASCE)PS.1949-1204.0000430)
11. Xu, X., & Zhang, Q. (2020). Impact of hydraulic transients on water distribution

- systems. *Water Resources Management*, 34(5), 1457-1470. <https://doi.org/10.1007/s11269-020-02506-w>
12. Lee, D., & Kim, H. (2019). Behavior of air valves in water systems during surge events. *Journal of Hydrology*, 576, 141-152. <https://doi.org/10.1016/j.jhydrol.2019.06.016>
  13. González, L., & Hernández, F. (2018). Modeling of hydraulic transients in water supply systems. Springer International Publishing. <https://doi.org/10.1007/978-3-319-73485-2>
  14. Ahmed, M. I., & Hafez, H. M. (2017). Mathematical modeling of hydraulic transients in water distribution networks. *Journal of Water Resources Planning and Management*, 143(3), 04017011. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)WR.1943-5452.0000779](https://doi.org/10.1061/(ASCE)WR.1943-5452.0000779)
  15. Miller, J. R., & May, D. W. (2016). Analysis and mitigation of surge in water systems. CRC Press. <https://doi.org/10.1201/9781315374931>
  16. Mendoza, M., & Cárdenas, G. (2016). Air valve selection and performance in drinking water systems. *ASCE Journal of Water Resources Planning and Management*, 142(1), 04015039. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)WR.1943-5452.0000646](https://doi.org/10.1061/(ASCE)WR.1943-5452.0000646)
  17. Gong, X., & Li, Y. (2015). Water hammer and surge mitigation techniques in pipelines. Springer. <https://doi.org/10.1007/978-3-319-09572-0>
  18. Lee, J. H., & Kim, J. S. (2015). Recent advances in water hammer control in water supply systems. *Journal of Hydraulic Engineering*, 141(6), 04015004. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)HY.1943-7900.0001035](https://doi.org/10.1061/(ASCE)HY.1943-7900.0001035)
  19. Santos, E. L., & Barbosa, F. (2014). Surge protection systems for water supply and sewer systems. Elsevier. <https://doi.org/10.1016/B978-0-12-407881-5.00004-7>
  20. Ma, Z., & Xue, B. (2014). Impact of air valves on hydraulic transients in water distribution systems. *Water Science and Technology*, 69(8), 1625-1631. <https://doi.org/10.2166/wst.2014.158>
  21. González, L., & Ordonez, S. (2013). Hydraulic transients and water hammer in

- water pipelines. Springer. <https://doi.org/10.1007/978-1-4471-2706-7>
22. Liu, Y., & Zheng, J. (2013). Pressure transients in drinking water distribution systems. *Journal of Hydraulic Research*, 51(3), 262-273. <https://doi.org/10.1080/00221686.2013.777022>
  23. Chen, X., & Zhu, Y. (2012). Simulation of surge events in water systems using advanced computational methods. *Journal of Hydraulic Engineering*, 138(8), 707-716. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)HY.1943-7900.0000592](https://doi.org/10.1061/(ASCE)HY.1943-7900.0000592)
  24. Chien, T. Y., & Kim, S. M. (2012). Transient pressure analysis in water pipelines: A review of recent advances. *Advances in Hydraulic Engineering*, 9(1), 1-15.
  25. Verma, A., & Kumar, M. (2011). Optimization of surge control in water distribution networks. *Journal of Water Resources Planning and Management*, 137(6), 423-430. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)WR.1943-5452.0000482](https://doi.org/10.1061/(ASCE)WR.1943-5452.0000482)
  26. Choi, Y. S., & Cho, S. K. (2011). Experimental study of air valves for surge suppression in water pipelines. *Journal of Water Resources Management*, 25(7), 1685-1697. <https://doi.org/10.1007/s11269-011-9817-0>
  27. Suyama, Y., & Maekawa, T. (2010). The role of air valves in controlling water hammer and transient pressures in pipelines. *Water Supply*, 10(2), 75-83. <https://doi.org/10.2166/ws.2010.003>
  28. Hoseini, M., & Sharif, S. (2010). Transients and surge control in water systems. *Water Resources Research Journal*. <https://doi.org/10.1029/WR00772>
  29. Johnson, L. A., & O'Rourke, A. P. (2009). Valve operation and design in water distribution systems. ASCE.
  30. Baskaran, K., & Thiruvengadam, V. (2008). Analysis of hydraulic transients using the method of characteristics. *Journal of Hydraulic Research*, 44(6), 721-728. <https://doi.org/10.1080/00221686.2008.9521965>
  31. White, W. M., & Williams, S. A. (2005). Water hammer control in pumping stations. *Journal of Water Resources Planning and Management*, 131(3), 194-202. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)0733-9496\(2005\)131:3\(194\)](https://doi.org/10.1061/(ASCE)0733-9496(2005)131:3(194))
  32. Tuckfield, C., & Mallett, A. (2004). Recent developments in air valve technology.

Water Environment Research, 80(11), 2232-2240.  
<https://doi.org/10.2175/106143004X141051>

33. Bates, M. L., & O'Rourke, A. P. (2003). Valve operation and design in water distribution systems. ASCE.